

RISCO SÍSMICO DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS EM ESTRUTURA METÁLICA

HÉLDER DE ALMEIDA DOMINGOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

Coorientador: Professor Doutor Mário António Lage Alves Marques

Coorientador: Engenheiro Miguel Neves Martins Ferreira de Araújo

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus pais e irmã

No que diz respeito ao empenho, ao compromisso, ao esforço, à dedicação, não existe meio termo. Ou você faz uma coisa bem feita ou não faz.

Ayrton Senna

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento deste trabalho só foi possível graças a todas pessoas que me acompanharam e apoiaram incondicionalmente em todos os momentos. Este agradecimento é apenas uma pequena forma de expressar a minha mais sincera gratidão.

Ao Professor Doutor José Miguel Castro, agradeço pela orientação científica, pela disponibilidade demonstrada ao longo de toda a dissertação e por todos os ensinamentos e motivação muito importantes para o meu trabalho.

Ao Professor Doutor Mário Marques, agradeço pela constante disponibilidade e paciência demonstrada, por todos os ensinamentos e conselhos transmitidos e pela preocupação e motivação em todas as etapas.

Ao Engenheiro Miguel Araújo, agradeço todos os conselhos, todo o conhecimento transmitido, todo o trabalho de pesquisa e análise e, principalmente, pela imensa disponibilidade em ajudar sempre que necessário.

Às empresas PROJEGUI e OFELIZ agradeço toda a disponibilidade de recursos para a realização deste trabalho.

Todos os momentos e conquistas só são importantes se tivermos amigos ao nosso lado. Desta forma agradeço a todos os meus eternos amigos que me acompanharam neste percurso e com certeza me acompanharão por muitos outros. Nunca esquecerei todos os grandes momentos e todo o apoio que me fez chegar aqui.

Onde quer que a vida nos leve e problemas nos traga, há sempre um sítio onde podemos voltar. Agradeço aos meus Pais por toda a vida que me possibilitaram, ensinaram e ainda continuam a possibilitar e ensinar. Tudo o que sou e construí até aqui foi sem dúvida graças a eles.

Em último e, sem dúvida, não menos importante, agradeço à minha irmã. A presença e a alegria transmitida ao longo da minha vida tem sido uma inspiração no meu percurso.

.

RESUMO

A avaliação do risco sísmico no processo de redução de perdas humanas e económicas devido aos sismos tem vindo a ganhar muita importância nos últimos anos.

A presente dissertação apresenta um estudo relativo à avaliação do risco sísmico de um pórtico metálico do tipo *portal frame* de um edifício industrial. Para tal recorreu-se a análises dinâmicas não-lineares com vista à caracterização da capacidade e fragilidade da estrutura e, posteriormente, calcular o risco sísmico associado.

A contextualização do risco sísmico envolveu a definição dos vários componentes do risco: perigosidade sísmica, vulnerabilidade sísmica e exposição. A descrição bem como o cálculo de cada um dos componentes do risco passa pelo uso de uma grande variedade de métodos científicos. Nesse sentido foi feita uma revisão bibliográfica sobre as metodologias de cálculo mais usuais sendo que são apresentadas com mais pormenor as referentes à vulnerabilidade sísmica e exposição

Apresentam-se alguns modelos de exposição para Portugal Continental. Dada a importância de perceber como se encontra o parque edificado a nível industrial e a sua caracterização geométrica e mecânica, é apresentado um resumo das mesmas resultantes de um levantamento de pavilhões à escala regional. Os dados recolhidos estão tratados de uma forma discreta sendo que nos casos em que foi possível, ajustaram-se curvas de distribuição.

Com base nos conhecimentos adquiridos ao longo do estudo, a vulnerabilidade foi caracterizada segundo um método de cálculo baseado na fragilidade sísmica. As curvas de fragilidade sísmica estruturais são apresentadas no seguimento das análises não-lineares segundo dois modelos diferentes. A nível dos elementos não-estruturais, o desconhecimento da sua fragilidade leva à necessidade de estudos futuros sendo que nesta dissertação é apenas feita uma revisão bibliográfica.

Por último é apresentado um modelo simplificado para o cálculo risco sísmico (referente ao projeto SAC/FEMA), sendo que é aplicado no pórtico em estudo de forma a perceber qual o risco anual de excedência para diferentes estados limites.

PALAVRAS-CHAVE: estruturas metálicas, risco sísmico, análises não-lineares, fragilidade sísmica, exposição

ABSTRACT

The seismic risk assessment in the reduction of human and economic losses due to earthquakes has gained much importance in recent years.

This dissertation presents a study on the seismic risk assessment of a portal frame industrial building. For this purpose, a non-linear dynamic analysis is used for the characterization of the capacity and fragility of the structure, followed by the calculation of the associated seismic risk.

The scope of seismic risk involves the definition of the various components of risk: seismic hazard, seismic vulnerability and exposure. The description and calculation of each component was based on a substantial variety of scientific methods. In this sense, a literature review was made on the most common methodologies, and those related to the seismic vulnerability and exposure are presented in more detail.

Some exposure models are presented for mainland Portugal. Given the importance of industrial buildings construction method, geometrical and mechanical characterization, a survey of industrial buildings on a regional scale is summarily presented. The collected data is presented in the form of discrete values and, when possible, as adjusted distribution curves.

Based on the knowledge gained during the study, the vulnerability of the case study was characterized by a method of calculation based on seismic fragility. The structural seismic fragility curves are presented following the nonlinear analysis of two different models. In the non-structural elements, the low information of its fragility leads to the need for future research. Regarding this topic, only a literature review was made.

Finally, a simplified model for seismic risk calculation (for the project SAC / FEMA) is presented and applied in the study case, in order to understand what is the annual risk of exceedance for different limit states.

KEYWORDS: steel structures, seismic risk, nonlinear analysis, seismic fragility, exposure

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1.INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO	1
1.2. SISMICIDADE EM PORTUGAL	2
1.3. OBJETIVO E ORGANIZAÇÃO DA TESE	3
2.RISCO SÍSMICO EM ESTRUTURAS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. CARACTERIZAÇÃO DO RISCO SÍSMICO	5
2.2.1. DEFINIÇÃO DE RISCO SÍSMICO	5
2.2.2. PERIGOSIDADE SÍSMICA	7
2.2.3 VULNERABILIDADE SÍSMICA	9
2.2.3.1. Métodos Empíricos.....	12
2.2.3.2. Métodos baseados na opinião de um especialista	13
2.2.3.3. Métodos baseados na determinação da Fragilidade Sísmica	14
2.2.3.4. Fragilidade de elementos não estruturais	23
2.2.3.5. Funções de Consequência	32
2.2.4. EXPOSIÇÃO	32
2.2.5. MODELAÇÃO PROBABILÍSTICA DO RISCO SÍSMICO	34
3.EXPOSIÇÃO	37
3.1. LEVANTAMENTO DAS CARACTERÍSTICAS DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS.....	37
3.1.1. INTRODUÇÃO	37
3.2. DEFINIÇÃO DE TAXONOMIAS DE EDIFÍCIOS E AJUSTE DE DISTRIBUIÇÃO ESTATÍSTICA ÀS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS	38
3.2.1. INTRODUÇÃO	38
3.2.2. NÚMERO DE PÓRTICOS FORA DO PLANO	38
3.2.3. USO DE CONTRAVENTAMENTO NOS PÓRTICOS FORA DO PLANO	41
3.2.4. NÚMERO DE PISOS	41
3.2.5. NÚMERO DE VÃOS DO PÓRTICO DO PLANO.....	42
3.2.6. DISTÂNCIA ENTRE PÓRTICOS	43

3.2.7. COMPRIMENTO DA VIGA CRÍTICA DO PÓRTICO NO PLANO	45
3.2.8. SECÇÃO DA VIGA CRÍTICA DO PÓRTICO NO PLANO	46
3.2.9. ALTURA DA VIGA CRÍTICA DO PÓRTICO NO PLANO	47
3.2.10. Tipo de aço adotado.....	48
3.2.11. Inclinação das vigas dos pórticos do tipo Portal Frame.....	49
3.2.12. Altura do pilar crítico do pórtico no plano.....	51
3.2.13. Tipo de secção dos pilares críticos do pórtico no plano	53
3.2.14. Características da largura da secção de betão do pilar.....	54
3.2.15. Características da altura da secção de betão do pilar	55
3.2.18. Tipo de sistema estrutural	59
3.2.19. Tipo de cobertura	60
3.2.20. Revestimento Lateral	61
3.2.21. Madres Metálicas	62
3.2.22. Quadro resumo das distribuições	63
3.2.23. Correlação entre as várias variáveis aleatórias	64
3.3. DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE ESTRUTURAS METÁLICAS DO TIPO PORTAL FRAME	66
4.AVALIAÇÃO DE FRAGILIDADE DE ESTRUTURAS DO TIPO PORTAL FRAME.....	73
4.1. FRAGILIDADE ESTRUTURAL	73
4.1.1. INTRODUÇÃO	73
4.1.2. DESCRIÇÃO DO PÓRTICO METÁLICO E SUA MODELAÇÃO	74
4.1.3. METODOLOGIA E CÁLCULO DA FORÇA DE CORTE SÍSMICA	76
4.1.4. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR, PUSHOVER	81
4.1.5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR	83
4.1.6. CURVAS DE FRAGILIDADE SÍSMICA.....	86
4.2. QUANTIFICAÇÃO DO RISCO SÍSMICO DO PÓRTICO EM ANÁLISE	89
5.CONCLUSÃO	93
5.1. CONCLUSÕES.....	93
5.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	94
BIBLIOGRAFIA.....	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ilustração com base nos níveis de desempenho estrutural, adaptado de Petruzzelli [4] ...	6
Figura 2.2 - Perdas económicas para os períodos de retorno de 475 e 975 anos, respetivamente [3].	7
Figura 2.3 - Curvas de perigosidade para algumas das principais cidades de Portugal [5].....	8
Figura 2.4 - Perigosidade sísmica para Portugal Continental; mapas desenhados com a resolução geográfica do concelho [3]	8
Figura 2.5 - Conversão da escala Mercalli na escala EMS-98 [10]	9
Figura 2.6 - Comparação de escalas de intensidade macrossísmica [10]	9
Figura 2.7 - Índice de Vulnerabilidade [21]	13
Figura 2.8 - Curvas de vulnerabilidade para o edificado em alvenaria do centro histórico de Coimbra [21].....	13
Figura 2.9 - Modelos de fragilidade: contínuo (esquerda) e discreto (direita), adaptado Silva [8]	15
Figura 2.10 - Formato geral de uma matriz de probabilidade de dano [31].....	15
Figura 2.11 - Exemplo de uma ficha <i>rapid screening procedure</i> para uma zona de elevada sismicidade [32].....	16
Figura 2.12 - Funções de fragilidade empíricas [34].....	17
Figura 2.13 - Modelo de Fibras – discretização e relação constitutiva do material [42]	18
Figura 2.14 - Localização das rótulas plásticas: carregamento simétrico (esquerda); com carregamento lateral (direita) [42]	19
Figura 2.15 - Definição da curva de capacidade da estrutura [43]	20
Figura 2.16 - Espetro de capacidade e ponto de desempenho [43].....	20
Figura 2.17 - a) corte basal máximo vs deslocamento no topo executando várias análises dinâmicas com crescentes níveis de intensidade b) curvas pushover com diferentes condições de carga lateral em comparação com os resultados da análise dinâmica	21
Figura 2.18 - Identificação dos estados danos globais a partir de uma curva <i>pushover</i>	21
Figura 2.19 - Mecanismos de colapso [50]	22
Figura 2.20 - Função de fragilidade obtida através de análises dinâmicas não-lineares, adaptado de Akkar [17]	23
Figura 2.21 - Danos em prateleiras sobrecarregadas durante o sismo de 1994 de magnitude 6,7 ocorrido em Northridge, Los Angeles [53].....	24
Figura 2.22 - Queda total de teto e elementos de iluminação durante o sismo ocorrido em Northridge, Los Angeles [53]	24
Figura 2.23 - Danos em edifício de armazenamento industrial durante o sismo de Northridge, Los Angeles [54].....	25
Figura 2.24 - Rotura de tubagem no Olive View Hospital em Sylmar, California [53].	26

Figura 2.25 - Danos na fábrica da Türkiye Vagon Sanayii A.S. em Adapazari [53]	27
Figura 2.26 - Queda das prateleiras do armazém na fábrica de produtos farmacêuticos Toprak Ilic [53]	28
Figura 2.27 - Danos em equipamento eléctrico na fábrica de papel Toprak Saglik [53]	28
Figura 2.28 - Queda do teto e paredes numa instalação industrial em <i>Salisbury Street</i> [53]	29
Figura 2.29 - Curva de fragilidade de uma drywall, Porter et al. [55].....	31
Figura 2.30 - Exemplo de uma função de custo probabilística [56]	31
Figura 2.31 - Modelo de Consequência para edifícios na Califórnia segundo HAZUS 54], Bal et al. [28]	32
Figura 2.32 - Funções de vulnerabilidade obtidas pelo modelo de consequência de HAZUS [59].....	32
Figura 3.1 - Direção no plano e direção fora do plano.....	37
Figura 3.2 - Número de pavilhões levantados por ano (acumulado)	38
Figura 3.3 - Ajuste de distribuições para o número de pórticos fora do plano	39
Figura 3.4 - RMSE associado a cada distribuição	39
Figura 3.5 - Gráficos P-P relativos ao número de pórticos fora do plano	40
Figura 3.6 - Teste de hipótese do chi-quadrado	40
Figura 3.7 - Número de pórticos fora do plano segundo relatório da Comissão Europeia [62].....	41
Figura 3.8 - Uso de contraventamento nos pórticos fora do plano	41
Figura 3.9 - Número de pisos dos pavilhões industriais	41
Figura 3.10 - Número de vãos do pórtico no plano.....	42
Figura 3.11 - Número de vãos do pórtico no plano segundo relatório da Comissão Europeia [62]	42
Figura 3.12 - Ajuste de distribuições para a distância entre pórticos fora do plano	43
Figura 3.13 - RMSE associado a cada distribuição	43
Figura 3.14 - Gráficos P-P relativos à distância entre pórticos fora do plano.....	43
Figura 3.15 - Teste de hipótese do chi-quadrado	44
Figura 3.16 - Distância entre pórticos fora do plano segundo relatório da Comissão Europeia [62] ...	44
Figura 3.17 - Ajuste de distribuições para o comprimento da viga crítica no plano	45
Figura 3.18 - RMSE associado a cada distribuição	45
Figura 3.19 - Gráficos P-P relativos ao comprimento da viga crítica do pórtico no plano	45
Figura 3.20 - Teste de hipótese do chi-quadrado	46
Figura 3.21 - Tipo de secção das vigas críticas do pórtico no plano	46
Figura 3.22 - Ajuste de distribuições para a altura da viga crítica do pórtico no plano	47
Figura 3.23 - RMSE associado a cada distribuição	47
Figura 3.24 - Gráficos P-P relativos à altura da viga crítica do pórtico no plano.....	47

Figura 3.25 - Teste de hipótese do chi-quadrado	48
Figura 3.26 - Tipo de aço adotado	48
Figura 3.27 - Ajuste de distribuições para a inclinação das vigas dos pórticos do tipo <i>Portal Frame</i> ..	49
Figura 3.28 - RMSE associado a cada distribuição	49
Figura 3.29 - Gráficos P-P relativos à inclinação das vigas dos pórticos do tipo <i>Portal Frame</i>	49
Figura 3.30 - Teste de hipótese do chi-quadrado	50
Figura 3.31 - Inclinação dos pórticos segundo relatório da Comissão Europeia [62].....	50
Figura 3.32 - Ajuste de distribuições para a altura do pilar crítico do pórtico no plano	51
Figura 3.33 - RMSE associado a cada distribuição	51
Figura 3.34 - Gráficos P-P relativos à altura do pilar crítico do pórtico no plano.....	51
Figura 3.35 - Teste de hipótese do chi-quadrado	52
Figura 3.36 - Altura do pilar crítico do pórtico no plano segundo relatório da Comissão Europeia [62]	52
Figura 3.37 - Tipos de pilares adotados nos pórticos no plano	53
Figura 3.38 - Tipo de secção dos pilares críticos do pórtico no plano	53
Figura 3.39 - Ajuste de distribuições para a largura da secção de betão do pilar	54
Figura 3.40 - RMSE associado a cada distribuição	54
Figura 3.41 - Gráficos P-P relativos à largura da secção de betão do pilar	54
Figura 3.42 - Teste de hipótese do chi-quadrado	55
Figura 3.43 - Ajuste de distribuições para a altura da secção de betão do pilar	55
Figura 3.44 - RMSE associado a cada distribuição	56
Figura 3.45 - Gráficos P-P relativos à altura da secção de betão do pilar.....	56
Figura 3.46 - Teste de hipótese do chi-quadrado	57
Figura 3.47 - Ajuste de distribuições para a secção de aço do pilar	57
Figura 3.48 - RMSE associado a cada distribuição	58
Figura 3.49 - Gráficos P-P relativos à secção de aço do pilar	58
Figura 3.50 - Teste de hipótese do chi-quadrado	58
Figura 3.51 - Ajuste de distribuições para a resistência do betão à compressão dos pilares de betão armado	59
Figura 3.52 - Ajuste de distribuições para a resistência de cedência do aço dos pilares de betão armado	59
Figura 3.53 - Tipo de sistema estrutural	60
Figura 3.54 - Tipos de pilares adotados por sistema estrutural.....	60
Figura 3.55 - Tipo de cobertura.....	61
Figura 3.56 - Tipo de revestimento lateral	61

Figura 3.57 - Tipo de revestimento lateral segundo relatório da Comissão Europeia [62].....	62
Figura 3.58 - Tipo de secção das madres metálicas	62
Figura 3.59 - Correlação entre a altura do pilar e o número de pórticos fora do plano	65
Figura 3.60 - Correlação entre a altura da secção de aço do pilar e a altura da secção de aço da viga	65
Figura 3.61 – Superfície de uso industrial do solo identificados no PMOT (ha)	66
Figura 3.62 – Número de empresas do setor industrial, comércio e transportes	67
Figura 3.63 – Percentagem do número de empresas do setor industrial, de comércio e transportes em relação ao número total de empresas (%)	67
Figura 3.64 – Número de empresas associadas às indústrias extrativas	68
Figura 3.65 – Número de empresas associadas às indústrias alimentares, de bebida e de tabaco ...	69
Figura 3.66 – Número de empresas associadas às indústrias têxtil, do vestuário e couro.....	69
Figura 3.67 – Número de empresas associadas às de madeira, da cortiça, da pasta de papel e mobiliário	70
Figura 3.68 – Número de empresas associadas às indústrias de produtos petrolíferos, químicos e farmacêuticos	70
Figura 3.69 – Número de empresas associadas às indústrias metalúrgicas e metalomecânica	71
Figura 3.70 – Número de empresas associadas à fabricação de equipamentos e automóveis	72
Figura 4.1 - Elementos constituintes de um <i>portal frame</i> [65]	73
Figura 4.2 - Principais características geométricas do pórtico metálico analisado	74
Figura 4.3 - Cargas aplicadas na estrutura na combinação correspondente à ação sísmica.....	75
Figura 4.4 - Curva monotónica referente ao modelo IK modificado, adaptado de Lignos e Krawinkler [74].....	76
Figura 4.5 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental [6]	76
Figura 4.6 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [6]	77
Figura 4.7 - Tipos de terreno [6].....	77
Figura 4.8 - Forma do espectro de resposta elástica [6]	78
Figura 4.9 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo [6].....	80
Figura 4.10 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2 [6]	80
Figura 4.11 - Coeficientes de importância γ_1 [6].....	80
Figura 4.12 - Curvas de capacidade dos dois casos de estudo	82
Figura 4.13 - Evolução das rotações plásticas nos elementos para níveis crescentes de drift definido em relação ao topo do pilar.....	83
Figura 4.14 - Numeração dos nós para cada elemento.....	83

Figura 4.15 - Análise modal dos dois casos de estudo	84
Figura 4.16 - Curva de perigosidade sísmica da região de Lisboa.....	84
Figura 4.17 - Período fundamental da estrutura	85
Figura 4.18 - Comparação entre a curva de capacidade com os resultados da análise dinâmica	85
Figura 4.19 - Curva de capacidade do pórtico com apoios duplos com modelo de fibras	86
Figura 4.20 - Estados limites segundo Eurocódigo 8.....	87
Figura 4.21 - Curvas de fragilidade da estrutura com apoios duplos tendo em conta critérios de deformação.....	88
Figura 4.22 - Curvas de fragilidade da estrutura encastrada tendo em conta os critérios de deformação.....	88
Figura 4.23 - Critério de risco individual, adaptado de Trbojevic [88].....	90
Figura 4.24 - Risco anual de excedência dos vários estados limite	90
Figura 4.25 - Risco anual de excedência dos vários estados limite	91

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo da Escala Macrossísmica Europeia (EMS-98).....	10
Tabela 2.2 - Perda potencial de valor acrescentado para o setor industrial na zona de São Francisco devido a sismos (valor acrescentado normal:6300 milhões de dólares por ano), adaptado de Pate [54]	26
Tabela 3.1 - Quadro resumo das distribuições	63
Tabela 3.2 - Correlação entre as várias variáveis aleatórias.....	64
Tabela 3.3 - Descrição coeficientes de correlação	64
Tabela 4.1 - Resultados da força de corte sísmica e $S_a(T)$ para cada tipo de terreno	81

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO

Sismos são fenómenos naturais, imprevisíveis e resultantes do movimento de placas tectónicas. A crosta terrestre está continuamente a ser submetida a forças de corte que se geram no interior da Terra. Estas forças, atuando continuamente sobre o material rochoso, acumulam tensões que, num determinado momento, ultrapassam o limite da plasticidade, provocando a sua rotura, e libertando uma enorme quantidade de energia. Quando a rotura é acompanhada de deslocação de blocos ocorre uma falha. A libertação de energia traduz-se na vibração das partículas rochosas e transmite-se segundo as denominadas ondas sísmicas.

Zonas mais próximas dos limites das placas tectónicas são mais sensíveis à ocorrência de um sismo pois a concentração de forças nesses locais fazem com que os movimentos de reajuste sejam mais frequentes tanto no interior da crosta como na superfície da Terra.

Os sismos exercem claramente um impacto de grande gravidade, a curto e longo prazo, na vida económica e social das regiões. As suas consequências adversas afetam as infraestruturas, o emprego, o património natural e cultural, o ambiente e o turismo.

Uma importante fonte de ensinamentos sobre a sismicidade é a experiência dos casos reais já ocorridos. No entanto a maior parte das informações disponíveis pós-sismo diz respeito ao parque edificado (inclui edifícios habitacionais ou de escritórios).

Nos países mais desenvolvidos começou-se por prestar mais atenção aos edifícios e às pontes e só mais tarde se começou a prestar atenção ao parque industrial. Assim a informação disponível relativamente aos efeitos dos sismos nestes sectores é muito reduzida e refere-se essencialmente aos sismos mais recentes.

Desta forma, é difícil caracterizar com pormenor a resistência sísmica dos edifícios industriais e avaliar o risco sísmico em Portugal sem a realização de um levantamento à escala nacional das suas características.

A danificação e o colapso de estruturas como resultado da deformação lateral, dos pisos e cobertura, induzida pela ocorrência de um evento sísmico de grande intensidade constituem duas das principais preocupações dos projetistas de estruturas.

Os edifícios industriais com estrutura total ou parcialmente pré-fabricada são bastante vulneráveis devido à fragilidade das ligações entre os diferentes elementos, que por vezes não são dimensionadas para transmitir esforços de flexão. É o caso dos edifícios de um piso/cobertura em estrutura metálica com ligações rígidas ou semi-rígidas, que em geral são estruturas leves. No dimensionamento deste

tipo de estruturas, a ação sísmica é menos importante que a ação do vento. Dessa forma o dimensionamento é feito para que a estrutura seja capaz de resistir à ação do vento, proporcionando-lhe uma resistência a forças horizontais que pode resistir a sismos de grande intensidade. Isto deve-se ao facto de a ação do vento sobre as estruturas depender fortemente da superfície de exposição (elevada nestes edifícios) ao passo que a ação do sismo se exerce sobre a massa da estrutura, que é reduzida. De salientar que o dimensionamento à ação do vento é feito em regime elástico. No entanto, o comportamento verdadeiro de uma estrutura inclui não-linearidades que estão incluídos nas análises realizadas neste trabalho.

O efeito das não-linearidades podem ser extremamente importantes na resposta da estrutura. A não-linearidade pode ser considerada de duas formas diferentes: não-linearidade geométrica e não-linearidade do material. No primeiro caso é importante referir os chamados efeitos P- Δ . Estes efeitos tornam-se importantes quando existem cargas verticais aplicadas na estrutura. A excentricidade resultante da deformação lateral da estrutura em conjunto com as cargas verticais cria um momento adicional à estrutura que pode ser relevante na sua capacidade resistente. No segundo caso, a não-linearidade do material surge quando o material exibe relações de tensão-deformação não-lineares. Este tipo de não-linearidade está presente, tipicamente, em modelos plásticos. Muitos fatores podem influenciar as propriedades de tensão-deformação de um material, incluindo o tipo de carregamento, condições ambientais (tais como temperatura), e a fluência.

1.2. SISMICIDADE EM PORTUGAL

Na história sísmica de Portugal há o registo da ocorrência de eventos sísmicos com consequências socio-económicas severas. Apesar dos conhecimentos científicos atuais não possibilitarem uma previsão sísmica a curto prazo sabe-se que uma região que já sofreu um sismo forte no passado tem uma probabilidade maior de ser afetada por sismos intensos no futuro. Porém, os danos provocados pelos sismos dependem não só da intensidade da ação sísmica como também da resistência e qualidade construtiva.

É também um facto aceite e cientificamente comprovado que os sismos são fenómenos recorrentes, dado que se sabe quais são os seus mecanismos de geração [1]. Isto implica que zonas como Portugal continental e os Açores, que já foram atingidas por fortes sismos no passado, voltarão com certeza a ser atingidas no futuro por sismos com forte potencial destrutivo.

O sismo de 1755 resultou na destruição de quase toda a cidade de Lisboa e teve um enorme impacto político e socioeconómico na sociedade portuguesa do século XVIII, dando origem aos primeiros estudos científicos do efeito de um sismo numa área alargada. Prevê-se que neste sismo tenham morrido entre 40 mil a 80 mil pessoas e das 20 000 habitações apenas 3000 podiam ser utilizadas após o sismo.

O impacto económico da destruição de estruturas tem duas vertentes. Em primeiro lugar é necessário ter em conta o elevado valor associado à reparação ou reconstrução das mesmas. Não menos importante, o dano ou destruição de estruturas como indústrias, locais de armazenamento ou outras estruturas com funções importantes para o normal funcionamento do mercado de trabalho leva a custos bastantes elevados associados à inatividade e perdas materiais.

Em muitos casos, os custos associados a perda de material ou inatividade estão relacionados com elementos não-estruturais como máquinas e equipamentos industriais em que o desconhecimento da sua vulnerabilidade sísmica é muito maior.

Os danos ocorridos em componentes não estruturais devido a sismos têm resultado em elevadíssimos prejuízos económicos um pouco por todo o mundo. As falhas destes componentes podem resultar em feridos e perdas humanas, encerramento de inúmeras instalações (hospitais, aeroportos, indústrias) e perdas materiais com valor monetário significativo. Dessa forma o impacto sócio-económico que advém dos danos não-estruturais são extremamente elevados.

No que respeita o parque industrial, é fácil perceber a necessidade da análise do risco sísmico quer a nível estrutural, quer a nível não estrutural. As consequências e perdas associadas são elevadas e é necessário entender que os custos associados às medidas de mitigação do risco sísmico são mínimos quando comparados com os custos associados aos danos pós-sismo.

Assim, percebe-se a importância da avaliação do comportamento sísmico das estruturas em Portugal bem como o reforço das mesmas. O Eurocódigo 8, Parte 3 aborda este tema mas, dado ser um documento ainda recente, não é totalmente conhecido ou aplicado pela comunidade de engenharia civil.

1.3. OBJETIVO E ORGANIZAÇÃO DA TESE

O objetivo deste trabalho consiste na avaliação do risco sísmico de pavilhões industriais em estrutura metálica do tipo *portal frame*. No seu estudo será feito um levantamento das suas características de forma a perceber as tipologias mais comuns deste tipo de solução. No processo de avaliação do risco sísmico serão consideradas análises dinâmicas não lineares com vista à caracterização da capacidade e fragilidade das estruturas. O estudo a desenvolver integra-se no âmbito de um projeto de investigação em curso na FEUP e que procura estimar as perdas económicas associadas aos danos nas estruturas devido à ação sísmica.

O presente trabalho encontra-se organizado em 5 capítulos, correspondendo este capítulo introdutório ao Capítulo 1.

No Capítulo 2 faz-se uma introdução ao risco sísmico. São analisadas as três componentes de risco, perigosidade, exposição e vulnerabilidade. A vulnerabilidade e a exposição são estudadas com mais detalhe sendo as duas componentes tratadas neste dissertação. São apresentados alguns métodos para o cálculo da vulnerabilidade nomeadamente métodos baseados no cálculo da fragilidade sísmica dos elementos estruturais. A nível dos elementos não-estruturais é feita uma revisão bibliográfica que inclui um exemplo do cálculo da sua fragilidade. Por fim é feita uma análise da modelação probabilística do risco sísmico tendo em conta os fatores anteriormente referidos.

No Capítulo 3 é feito um estudo sobre a exposição dos pavilhões industriais. Neste capítulo são apresentados os levantamentos de dados em relação às características geométricas e mecânicas dos pavilhões industriais sendo que em alguns casos são ajustadas distribuições de forma a definir os valores discretos obtidos. Quando possível, esses dados são comparados com um relatório elaborado pela Comissão Europeia relativo a estruturas de aço pré-fabricados em áreas sísmicas. Por fim são apresentados alguns modelos de exposição para Portugal Continental.

No Capítulo 4 são abordados três pontos importantes. Em primeiro lugar é feita uma análise dinâmica não-linear com recurso ao programa *OpenSees* [2] de um pórtico metálico existente em Setúbal. Com essa análise são obtidas as curvas de fragilidade estrutural. No segundo ponto é feita uma revisão bibliográfica da fragilidade dos elementos não-estruturais. Por fim, é calculado o risco sísmico do pórtico em análise.

No último capítulo, são expostas as principais conclusões do trabalho efetuado, ao mesmo tempo que se propõem possíveis desenvolvimentos futuros, de forma a melhorar a resposta sísmica das estruturas bem como a diminuição de danos.

2

RISCO SÍSMICO EM ESTRUTURAS

2.1. INTRODUÇÃO

O crescimento descontrolado da população tem conduzido ao aumento de grandes centros urbanos em zonas propensas à ocorrência de um desastre natural, o que se tem refletido em perdas humanas e económicas. Portugal tem na sua história a ocorrência de grandes desastres naturais como sismos. Apesar do nosso conhecimento sobre a vulnerabilidade estrutural e perigosidade sísmica ter vindo a crescer nos últimos anos, atualmente continuamos a assistir a grandes catástrofes devido a estes fenómenos.

O reconhecimento da importância do cálculo do risco sísmico no processo de redução de perdas humanas e económicas devido aos sismos tem vindo a desencadear muitos estudos e projetos com diferentes escalas por todo o mundo. É muito importante um constante desenvolvimento e aperfeiçoamento das metodologias de cálculo. Posteriormente podem ser definidas medidas de mitigação do risco sísmico que podem passar pela implementação de códigos de construção mais rigorosos, proibição da construção em zonas com grande atividade sísmica ou criação de planos de emergência.

Estas medidas preventivas tornam-se muito importantes pelo fato de não ser possível prever as datas em que ocorrerão novos sismos com grandes intensidades. Surge dessa forma o conceito de risco sísmico.

2.2. CARACTERIZAÇÃO DO RISCO SÍSMICO

2.2.1. DEFINIÇÃO DE RISCO SÍSMICO

O risco sísmico refere-se à probabilidade de se igualar ou exceder um determinado nível de perdas absolutas em consequência da ocorrência de um evento sísmico na região e num período de tempo de exposição especificado, sendo função da perigosidade, da vulnerabilidade e do valor dos elementos em risco (exposição) [3]. Pode dizer-se que o risco sísmico é “cumulativo”, porque representa as perdas totais onde se incluem perdas humanas, feridos e prejuízos socioeconómicos. Ao mesmo tempo é também “dinâmico”, uma vez que as variáveis que o influenciam mudam continuamente ao longo do tempo e espaço. O risco sísmico pode ser estimado em diferentes escalas territoriais, desde a escala global à escala regional e pode ser expresso em várias formas: em termos monetários (por exemplo, o custo de reparação, perdas de receitas, etc), feridos e perdas humanas ou perda de funcionalidade (por exemplo, o tempo de inatividade) [4]. A sua avaliação envolve diferentes áreas científicas sendo

algumas delas: a sismologia, a geofísica, a geologia, geotecnia, a engenharia estrutural e o planeamento urbano.

É fácil perceber que a variação de qualquer um destes fatores, perigosidade sísmica, vulnerabilidade e exposição vai condicionar o respetivo risco sísmico. Se existirem dois locais distintos sujeitos a sismos de igual intensidade, porém caracterizados por estruturas com diferentes níveis de vulnerabilidade, então o risco sísmico será igualmente diferente, sendo maior quanto maior a vulnerabilidade apresentada. Melhorando a capacidade de resposta dos edifícios com a aplicação de reforços sísmicos, impondo códigos de construção mais rigorosos que diminuam a vulnerabilidade ou evitando os locais de grande atividade sísmica diminuindo assim a exposição, é possível a redução do risco sísmico.

A criação de vários estudos, um pouco por todo o mundo, tem-se tornado muito importante na prevenção e na forma de agir perante a ocorrência de um sismo. Com isso, diferentes níveis de desempenho das estruturas foram definidos associados a diferentes níveis de perda devido ao sismo. Alguns deles são retratados na Figura (2.1), sobreposta a uma resposta típica do deslocamento no topo da estrutura e o corte basal, ou seja, uma curva *pushover*, que será explicada mais à frente.

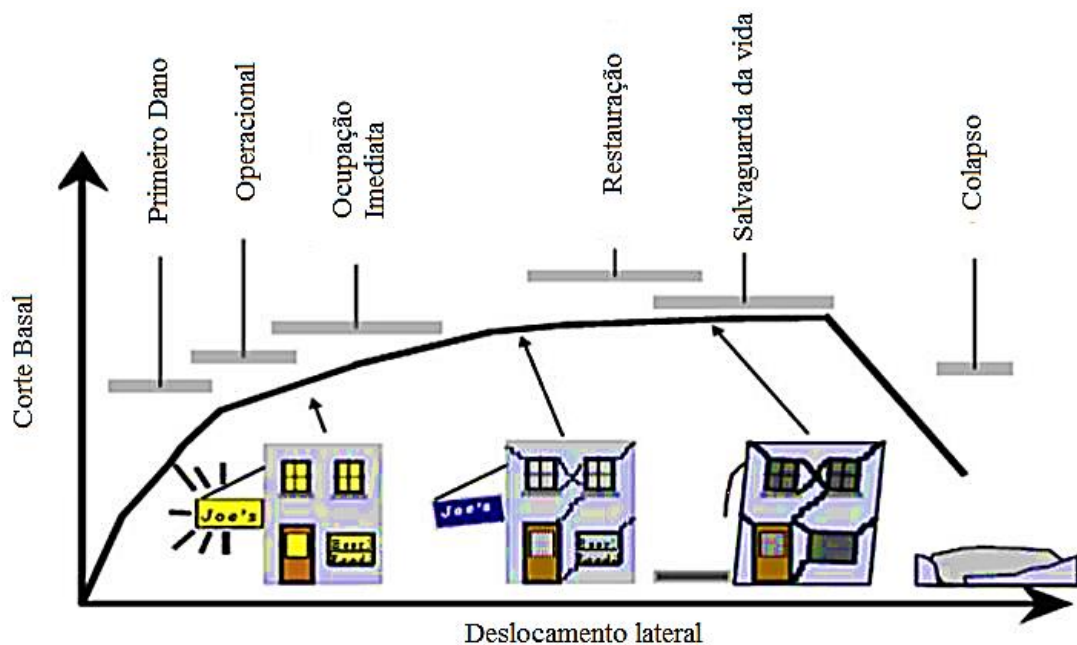


Figura 2.1 - Ilustração com base nos níveis de desempenho estrutural, adaptado de Petruzzelli [4]

Reduzindo a escala a Portugal, já existem alguns estudos no que respeita ao risco sísmico como é o caso de Sousa [3]. Neste estudo é feita uma análise do risco sísmico a nível nacional. Este trabalho teve a particularidade de usar informação dos CENSOS 2001 que possibilita o cálculo de perdas para cada uma das freguesias, de usar várias metodologias no cálculo da vulnerabilidade (desde métodos mecanicistas a métodos estatísticos/empíricos), e a utilização do software de cálculo de perdas desenvolvido no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, denominado *LNECloss*. Como resultados, este trabalho apresentou mapas das perdas económicas e humanas para cenários de sismos históricos semelhantes ao sismo de 1755, assim como mapas de risco sísmico para diferentes períodos de retorno, ilustrados na Figura 2.2.

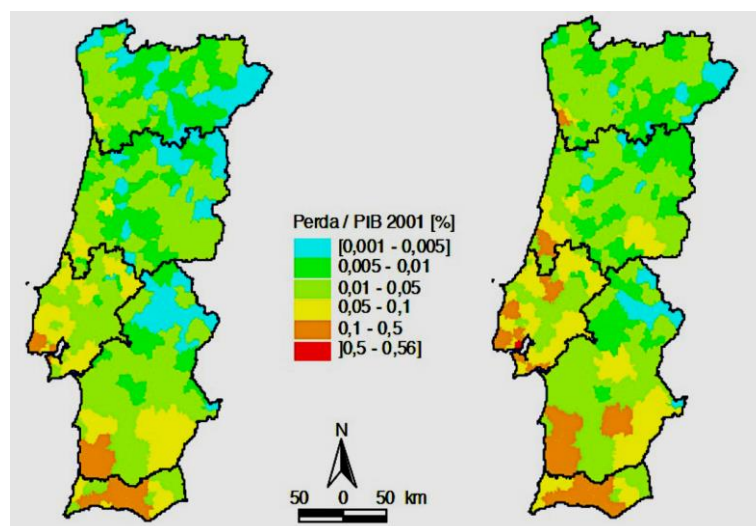


Figura 2.2 - Perdas económicas para os períodos de retorno de 475 e 975 anos, respetivamente [3]

Tal como foi referido na introdução, a informação disponível relativamente aos efeitos dos sismos no Parque Industrial é mais escassa e refere-se essencialmente aos sismos mais recentes. Dessa forma, os edifícios industriais não estão incluídos no mapa de perdas económicas apresentado.

2.2.2. PERIGOSIDADE SÍSMICA

A Perigosidade Sísmica (*hazard*) representa o perigo potencial de ocorrência de sismos numa determinada região. Assim, uma análise da perigosidade sísmica consiste na avaliação, para um dado local e período de tempo de exposição, da probabilidade de excedência de um determinado nível de ação sísmica, traduzido geralmente por variáveis que medem intensidade do movimento do solo (intensidade macrossísmica, aceleração máxima do solo, etc), ou a resposta estrutural dos edifícios [3].

Dado que Portugal se encontra próximo da fronteira entre a placa africana e a placa Euro-Asiática, leva a que se encontre numa zona de considerável atividade sísmica. Apesar dos grandes eventos sísmicos se encontrarem normalmente muito espaçados no tempo, Portugal é diariamente abalado por sismos. Na grande parte das vezes, a magnitude é tão reduzida que não são sentidos. Acresce ainda o fato de nas zonas litorais existirem maiores concentrações de população e ao mesmo tempo apresentam valores mais elevados de intensidade sísmica.

Nos últimos anos têm sido desenvolvidos vários modelos para o cálculo da perigosidade sísmica. Uma das vantagens de se utilizar a análise probabilística da perigosidade sísmica para caracterizar a ação sísmica num determinado local é que esta fornece uma descrição compacta e envolvente de todas as possíveis contribuições da sismicidade para esse local [3].

Os resultados que advêm do cálculo da perigosidade sísmica são normalmente expressos em curvas de perigosidade sísmica ou mapas de perigosidade.

- Curvas de perigosidade sísmica

As curvas de perigosidade sísmica são uma forma mais pormenorizada de se apresentar os resultados da perigosidade para zonas específicas. Na Figura 2.3 são apresentadas as curvas para algumas cidades

de Portugal: Faro, Lisboa, Aveiro e Porto. É possível observar-se uma maior perigosidade sísmica para a cidade de Lisboa, seguida da cidade de Faro, enquanto as cidades que apresentam menor perigosidade sísmica, das estudadas, são as cidades de Aveiro e Porto.

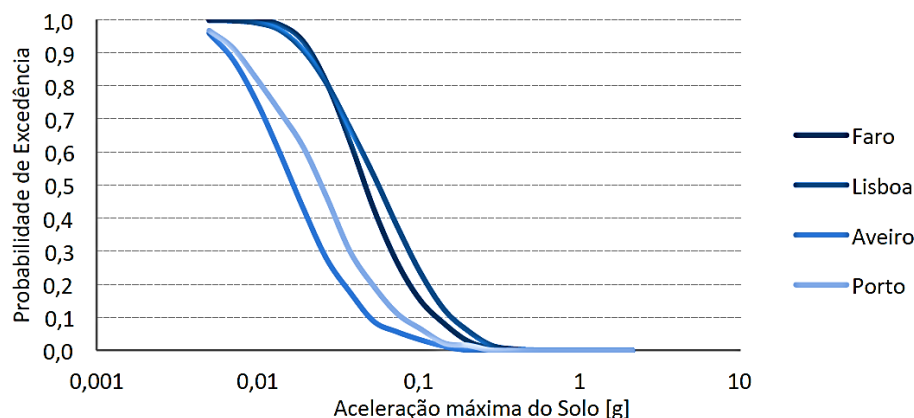


Figura 2.3 - Curvas de perigosidade para algumas das principais cidades de Portugal [5]

- Mapas de perigosidade

Na figura 2.4 pode observar-se um exemplo da distribuição geográfica da perigosidade sísmica no território Continental, permitindo concluir que a perigosidade sísmica decresce de sudoeste para nordeste. Na obtenção deste mapa de perigosidade fixaram-se períodos de retorno de 95, 475 e 975 que correspondem a probabilidades de excedência, PoE, de 10% num intervalo de tempo de tempo exposição de 10 anos, de 10% em 50 anos e de 5% em 50 anos, respetivamente.

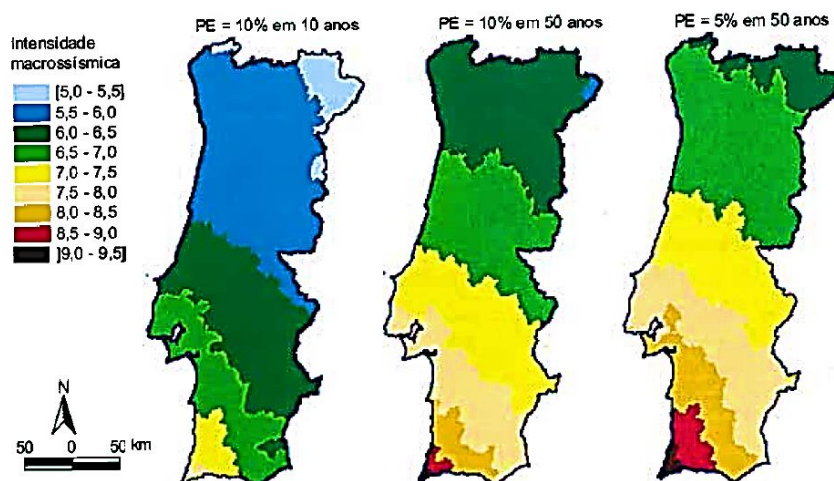


Figura 2.4 - Perigosidade sísmica para Portugal Continental; mapas desenhados com a resolução geográfica do concelho [3]

O valor de 95 anos é o indicado no Eurocódigo 8 [6] para o período de retorno da ação sísmica referente ao “requisito de limitação de danos”. O valor de 475 anos é o indicado no Eurocódigo 8 [6] para período de retorno da ação sísmica correspondente ao “requisito de não ocorrência de colapso”.

Por outro lado, a ação sísmica especificada no RSA [7] corresponde ao período de retorno de 975 anos correspondendo ao “requisito de não ocorrência de colapso”.

2.2.3 VULNERABILIDADE SÍSMICA

A vulnerabilidade sísmica representa a evolução da percentagem de perdas, humanas ou económicas, para crescentes níveis de intensidade sísmica [8].

Os níveis de intensidade sísmica vinham sendo definidos ao longo do tempo tendo em conta a escala de *Mercalli* e outras similares. Na iniciativa da criação de uma escala que constitua um padrão europeu de uso generalizado para avaliação da intensidade dos sismos surge a Escala Macrossísmica Europeia (EMS-98) [9]. A existência de uma escala padrão permite normalizar a percentagem de edifícios danificados, segundo os vários critérios, após a ocorrência de um sismo (Tabela 2.1). Nas figuras 2.5 e 2.6 podem observar-se algumas comparações entra a EMS-98 e outras escalas existentes

Mercalli (1883)	EMS-98
1	2 or 3
2	4
3	5
4	6 or 7
5	8 or 9
6	10 or 11

Figura 2.5 - Conversão da escala Mercalli na escala EMS-98 [10]

MCS	EMS-98	MMI 56	EMS-98	MSK	EMS-98	JMA-96	EMS-98
						0	1
1	1	1	1	1	1	1	2 or 3
2	2	2	2	2	2	2	4
3	3	3	3	3	3	3	4 or 5
4	4	4	4	4	4	4	5
5	5	5	5	5	5	5L	6
6	6	6	6	6	6	5U	7
7	7	7	7	7	7	6L	8
8	8	8	8	8	8	6U	9 or 10
9	9	9	9	9	9	7	11
10	10	10	10	10	10		
11	11	11	— ^a	11	11		
12	— ^a	12	— ^a	12	— ^a		

Figura 2.6 - Comparação de escalas de intensidade macrossísmica [10]

Em que:

MCS – Escala Mercalli-Cancani-Sieberg

MMI 56 – Escala de Mercalli Modificada

MSK – escala definida em 1964 por Medvedev, Sponoher e Karnik. A versão mais recente constitui a Escala Macrossísmica Europeia (1998).

JMA-96 - Agência Japonesa de Meteorologia (reflete as tipologias construtivas japonesas)

Tabela 2.1 - Resumo da Escala Macrossísmica Europeia (EMS-98)

Intensidade	Descrição
I - Não sentido	Não sentido.
II - Escassamente sentido	Apenas sentido por muito poucas pessoas a descansar dentro de casa.
III - Fraco	Sentido no interior das casas por poucas pessoas. Pessoas em descanso sentem um balanceamento ou um estremecimento leve.
IV - Amplamente observado	Sentido no interior das casas por muitas pessoas e por muito poucas fora de casa. Poucas pessoas são acordadas. As janelas, portas e pratos chocalham.
V - Forte	Sentido no interior das casas pela maioria das pessoas e por poucas fora de casa. Muitas pessoas a dormir são acordadas. Algumas pessoas assustam-se. Os prédios estremecem de forma generalizada. Objectos suspensos baloçam consideravelmente. Pequenos objetos são deslocados. Algumas janelas ou portas abrem-se ou fecham-se.
VI - Ligeiramente danificador	Muitas pessoas assustam-se e fogem para fora das casas. Alguns objetos caem. Muitas casas sofrem ligeiros danos não-estruturais como fissuras e queda de pequenos pedaços de recobrimento.
VII - Danificador	A maior parte das pessoas assusta-se e foge para fora das casas. Os móveis são deslocados e numerosos objetos caem das prateleiras. Muitos edifícios comuns de boa construção sofrem danos moderados: pequenas fendas nas paredes, quedas de estuque, quedas parciais de chaminés. Os edifícios mais antigos podem apresentar grandes fendas nas paredes e rotura
VIII - Fortemente danificador	Muitas pessoas têm dificuldade em permanecer em pé. Muitas casas apresentam grandes fendas nas paredes. Alguns edifícios comuns de boa construção mostram grandes roturas nas paredes enquanto que estruturas mais antigas e fracas podem colapsar.
IX - Destrutivo	Pânico geral. Muitas construções fracas colapsam. Mesmo os edifícios comuns de boa construção apresentam danos muito severos: colapso parcial das paredes e colapsos estruturais parciais.
X - Muito destrutivo	Muitos edifícios comuns de boa construção colapsam.
XI - Devastador	A maioria dos edifícios de boa construção colapsam. Mesmo alguns edifícios construídos com um bom projeto sísmo-resistente são destruídos.
XII - Completamente devastador	Praticamente todos os edifícios são destruídos.

Como tem sido várias vezes comprovado através de levantamentos realizados à escala regional e nacional, uma parcela significativa, senão mesmo maioritária, do parque existente em regiões de sismicidade elevada corresponde a edifícios sem qualquer tipo de dimensionamento sísmico [11]. É

assim de esperar que muitos destes edifícios apresentem um desempenho sísmico pouco satisfatório, podendo, em muitos casos, não possuir a resistência sísmica mínima.

É importante perceber que a vulnerabilidade sísmica dos edifícios está relacionada com as características dos sistemas estruturais e as tipologias construtivas, sendo que este tipo de informação surge da observação dos danos ocorridos em edifícios após sismos passados com intensidade bastante significativa. Os principais fatores intervenientes na vulnerabilidade das construções são:

- 1) O tipo de elementos resistentes, um edifício com paredes resistentes de alvenaria sem confinamento é suscetível de sofrer danos mais significativos do que um edifício com elementos estruturais de aço ou betão;
- 2) A disposição dos sistemas estruturais (dimensões e forma em planta, número de pisos e disposição em altura, distribuição da massa, contraventamentos);
- 3) A qualidade presente na construção;
- 4) Os materiais, os métodos construtivos e a tecnologia que dependem da região onde se localizam as construções e da sua época de construção.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica pode ser baseada em diferentes metodologias que dependem acima de tudo da escala do problema, que vai desde a análise local, uma determinada estrutura, à escala regional ou nacional. Dessa forma o caso em análise determina a quantidade e a qualidade dos dados iniciais que são recolhidos e consequentemente o método de análise adotado. De facto, a avaliação da vulnerabilidade para uma única estrutura necessita de uma quantidade de informação e um nível de detalhe na caracterização que são inviáveis em escalas maiores.

Os resultados da avaliação da vulnerabilidade podem ser expressos em termos de vulnerabilidade absoluta ou vulnerabilidade relativa. A vulnerabilidade absoluta representa uma medida real do dano sofrido pelas estruturas durante a ocorrência de um sismo, enquanto a vulnerabilidade relativa é representada por indicadores para os quais nenhuma correlação direta com o dano real se encontra disponível [4].

Diferentes métodos têm vindo a ser propostos por vários autores para a determinação da vulnerabilidade sísmica de estruturas. Alguns exemplos são os trabalhos desenvolvidos por: Pitilakis et al [12], Silva et al [13], Rossetto e Elnashai [14], [15], Rota et al [16], Akkar et al [17], Erberik [18] e Singhal e Kiremidjian [19].

Estes métodos estão essencialmente divididos em dois grandes grupos: um primeiro grupo de métodos que permitem o cálculo direto da vulnerabilidade sísmica de estruturas, quer por meio de ajustes empíricos a dados históricos relativos ao seu desempenho sísmico, quer com base na opinião de um especialista; e num segundo grupo de métodos que obrigam à obtenção das chamadas curvas de fragilidade que, por convolução com funções de consequência (explicadas mais à frente), permitem obter a respetiva vulnerabilidade sísmica estrutural.

Assim, podem referir-se os seguintes métodos para o cálculo da vulnerabilidade sísmica:

- 1) Métodos empíricos;
- 2) Métodos baseados na opinião de um especialista (s);
- 3) Métodos baseados na determinação da Fragilidade Sísmica.

2.2.3.1. Métodos Empíricos

Os métodos empíricos representam as primeiras abordagens seguidas para a avaliação da vulnerabilidade sísmica com base na observação dos danos sofridos num grande número de estruturas após a ocorrência de um sismo. São os mais usados no estudo do risco de grande escala devido à sua relativa facilidade de aplicação e baixo custo tornando-se métodos particularmente adequados a estruturas não regulamentares, para as quais existe um grande volume de informação estatística, que correlacione intensidades macro sísmicas com danos ocorridos em sismos no passado.

Estes métodos têm a vantagem de dar uma representação realista do dano (que representa o efeito real do sismo nas estruturas), desde que sejam aplicados a edifícios com as mesmas características que os danificados em sismos anteriores. No entanto, estes métodos apresentam como limitações o facto da vulnerabilidade e da perigosidade não serem representados de forma independente e o facto de serem calibrados para uma área territorial particular, não sendo por isso extensíveis a outros locais devido a diferenças no contexto da sismologia, tipologias estruturais, tipo de construção e a distribuição do dano [4].

Um exemplo de um método empírico é o método do índice de vulnerabilidade.

Este método foi proposto por Benedetti e Petrini [20]. A sua metodologia baseia-se no cálculo de um índice de vulnerabilidade, como a média ponderada de vários parâmetros. De uma forma geral, consiste em conferir, após inspeção visual, um índice de vulnerabilidade (I_v) a cada edifício danificado. O índice de vulnerabilidade, I_v , é obtido combinando as diferentes pontuações atribuídas a cada um dos parâmetros considerados importantes no controlo dos danos, definidos de acordo com o tipo de elementos (estruturais ou não estruturais), tipo e qualidade dos materiais, tipo de fundações, configuração em planta, distância máxima entre paredes, a outros elementos como se pode ver na Figura 2.7.

Estes parâmetros são classificáveis em 4 classes de vulnerabilidade: A, B, C e D. Cada parâmetro avalia um aspeto da resposta sísmica do edifício e refere-se a uma determinada classe de vulnerabilidade. É associado a cada parâmetro um peso que varia normalmente entre 0.5 para os parâmetros menos importantes e 1.5 para os parâmetros mais importantes no cálculo do índice de vulnerabilidade (Figura 2.7). O índice de vulnerabilidade de um edifício poderá variar entre 0 e 650, mas o valor desta soma ponderada pode ser normalizado a um intervalo entre 0 e 100 [4].

Na Figura 2.7 pode observar-se um exemplo em que são listados 14 parâmetros que poderão ser usados na formulação do índice de vulnerabilidade, bem como as classes e os pesos de cada parâmetro. O maior problema e incerteza que advém deste método reside na definição e atribuição dos pesos aos parâmetros que devem ser definidos de uma forma independente em cada situação [21].

PARÂMETROS	Classe C_{vi}				Peso	Índice de Vulnerabilidade
	A	B	C	D	p_i	
1 Organização do sistema resistente	0	5	20	50	0.75	$I_v = \sum_{i=1}^{11} C_{vi} \times p_i$
2 Qualidade do sistema resistente	0	5	20	50	1.00	
3 Resistência convencional	0	5	20	50	1.50	
4 Distância máxima entre paredes	0	5	20	50	0.75	
5 Número de pisos	0	5	20	50	1.50	
6 Posição do edifício e fundações	0	5	20	50	0.75	
7 Localização e interação	0	5	20	50	1.50	
8 Irregularidade em planta	0	5	20	50	0.75	$0 \leq I_v \leq 650$
9 Irregularidade em altura	0	5	20	50	0.75	
10 Aberturas e alinhamento	0	5	20	50	0.50	
11 Diafragmas horizontais	0	5	20	50	1.00	
12 Tipo de cobertura	0	5	20	50	1.00	Índice normalizado $0 \leq I_v \leq 100$
13 Danos estruturais e estado de conservação	0	5	20	50	1.00	
14 Elementos não-estruturais	0	5	20	50	0.50	

Figura 2.7 - Índice de Vulnerabilidade [21]

Na Figura 2.8 é apresentado um exemplo de curvas de vulnerabilidade construídas, para o valor médio do índice de vulnerabilidade, para os edifícios em alvenaria da Baixa de Coimbra e ainda curvas para o valor médio mais e menos um ou dois desvios padrão característicos da distribuição do índice de vulnerabilidade [21].

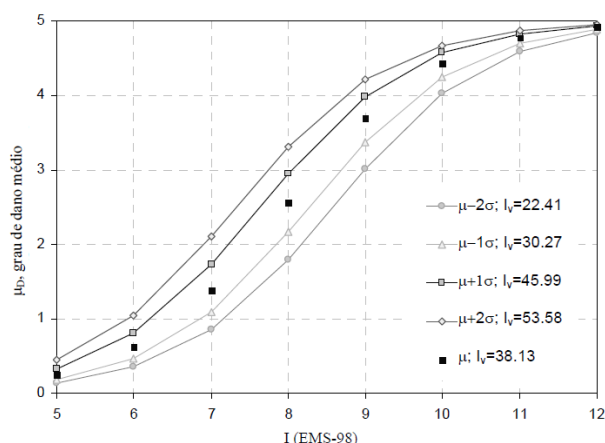


Figura 2.8 - Curvas de vulnerabilidade para o edificado em alvenaria do centro histórico de Coimbra [21].

2.2.3.2. Métodos baseados na opinião de um especialista

De acordo com estes métodos, o especialista (ou vários especialistas) expressa, com base no seu conhecimento de engenharia e experiência profissional, uma apreciação qualitativa sobre a vulnerabilidade de uma estrutura ou de uma classe de estruturas. Em geral, representam através de funções, o dano que ocorre nas estruturas, que por sua vez é caracterizado por índices de vulnerabilidade e, posteriormente, em perdas económicas [4].

A avaliação da vulnerabilidade recorrendo à opinião de especialistas é importante mas algo subjetivo, por exemplo, pelos seguintes motivos:

- Os dados de danos e perdas observados existem apenas em locais onde ocorreram grandes sismos no passado;
- A modelação estrutural e as técnicas de análise para estimar danos e perdas nem sempre são adequadas para simular o comportamento estrutural e colapso de um grande número de tipos de estruturas em diferentes partes do mundo;

- Não é prático para realizar centenas de experiências sobre as estruturas da vida real como elas são construídas hoje em dia;
- O dimensionamento estrutural e as práticas de construção podem diferir substancialmente no tempo e no espaço sendo difícil incorporar totalmente tais mudanças de forma adequada dentro dos modelos analíticos disponíveis.

2.2.3.3. Métodos baseados na determinação da Fragilidade Sísmica

A fragilidade é definida como a probabilidade de se exceder um determinado estado limite para um determinado nível de intensidade sísmica [8]. Atualmente, um modelo de fragilidade pode ser definido de duas formas: seguindo uma abordagem discreta, em que uma lista de probabilidades de excedência por estado limite é fornecida para um conjunto de níveis de intensidade; ou em alternativa, através do ajuste de uma função distribuição acumulada, usualmente (equação 2.1) para cada estado limite (ver figura 2.9).

$$P(C | IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (2.1)$$

Em que $P(C | IM = x)$ é a probabilidade condicional de que a aceleração do solo com IM (medida de intensidade) = x fará com que a estrutura colapse, Φ é a função de densidade de probabilidade acumulada (CDF), θ é a mediana da função de fragilidade (o nível IM com 50% de probabilidade de colapso) e β é o desvio padrão de $\ln IM$ (por vezes referido como a dispersão de IM) [22]. A equação 2.1 indica que os valores de IM de aceleração do solo que causam o colapso de uma dada estrutura estão distribuídos seguindo uma função lognormal. Esta é uma suposição comum que foi confirmada como razoável por vários autores: Ibarra e Krawinkler [23], Porter et al [24], Bradley e Dhakal [25], Ghafory-Ashtiany et al [26] e Eads et al [27].

De forma a obter uma relação entre a fragilidade e a vulnerabilidade são usadas as chamadas funções de consequência [28].

No entanto, a informação existente é ainda bastante reduzida e maioritariamente refere-se a edifícios de betão armado e em poucas regiões como Grécia, Turquia e Itália. Trabalhos futuros focados na definição deste tipo de funções para estruturas de aço são necessários.

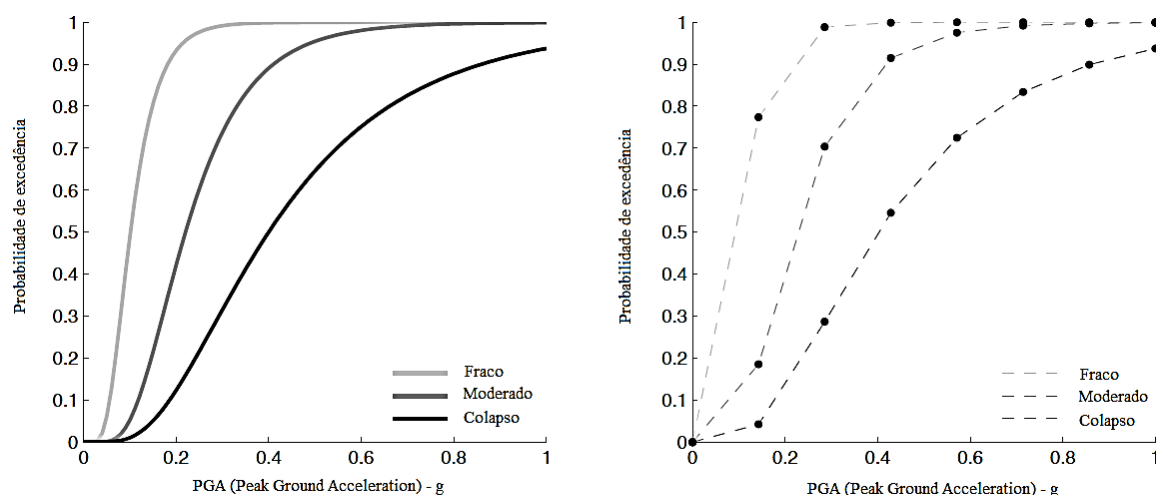


Figura 2.9 - Modelos de fragilidade: contínuo (esquerda) e discreto (direita), adaptado Silva [8]

Nos métodos usados para a definição da fragilidade sísmica podem citar-se:

1) Método baseado na opinião de um especialista

Um exemplo de um método para a avaliação da fragilidade com base na opinião de especialistas é o proposto por Giovinazzi e Lagomarsino [29] [30], que é baseado na escala macrossísmica EMS-98 explicada anteriormente. Como resultado deste método é possível obter-se as chamadas matrizes de probabilidade de dano e funções de fragilidade que podem ser combinadas com funções de consequência para produzir funções de vulnerabilidade.

Quando a intensidade macrossísmica é a medida de intensidade, as funções são geralmente funções de fragilidade discretas (devido à escala de intensidade macrossísmica ser uma escala de números inteiros). Estas funções de fragilidade podem ser representadas em termos de uma matriz de probabilidade de danos, onde, para um dado nível de intensidade é medida a percentagem de edifícios afetados dentro de cada estado de dano (obtido pela probabilidade de atingir ou exceder esse estado de dano menos a probabilidade de atingir ou exceder o próximo estado de dano).

O estudo desenvolvido por *Whitman et al.*[31], após o sismo de São Fernando em 1971, que reuniu vários tipos de danos em mais de 1600 edifícios, possibilitou a apresentação de uma matriz de probabilidade de dano (Figura 2.10).

Grau de dano	Dano estrutural	Dano não estrutural	Intensidade sísmica				
			V	VI	VII	VIII	IX
0	Nenhum	Nenhum	10,4	--	--	--	--
1	Nenhum	Pouco	16,4	0,5	--	--	--
2	Nenhum	Localizado	40,0	22,5	--	--	--
3	Não apreciável	Distribuído	20,0	30,0	2,7	--	--
4	Pouco	Substancial	13,2	47,1	92,3	58,8	14,7
5	Substancial	Extensivo	--	0,2	5,0	41,2	83,0
6	Muito	Quase total	--	--	--	--	2,3
7	Edifício irrecuperável		--	--	--	--	--
8	Colapso		--	--	--	--	--

Figura 2.10 - Formato geral de uma matriz de probabilidade de dano [31]

ou especialistas em áreas próximas às estações de registo sísmico. Esses dados são, no entanto, difíceis de encontrar e muitas vezes são necessárias suposições (por exemplo, para estimar o número de edifícios não danificados, para estimar o níveis de acelerações na base a que os edifícios foram submetidos).

A escolha da escala de intensidade nas funções de fragilidade empíricas é muitas vezes limitada à escala utilizado no levantamento de danos pós-sismo. Porém, quando um número de diferentes pesquisas precisam ser combinadas (sismos diferentes em diferentes países, ou a partir de pesquisas que utilizam formulários de recolha de dados diferentes), então, como referido anteriormente, é necessária a utilização de uma escala comum de dano, nomeadamente a EMS-98.

Os níveis de aceleração na base a que os edifícios são submetidos são geralmente os dados mais difíceis de obter, devido à falta de observações e registos nos locais onde as edifícios foram danificados. Recentes levantamentos de danos pós-sismo visam o reconhecimento dos danos perto de estações de registo sísmico, mas isso não remove completamente a incerteza nas acelerações do solo recolhidas pois em cada local, as acelerações podem variar até distâncias superiores a centenas de metros e uma grande parte dos dados existentes ocorre em áreas onde não existem estações de registo sísmico. Nestes casos, existem duas opções que podem ser feitas: os danos podem ser relacionados com as estimativas de intensidade macrossísmicas observadas ou podem ser usadas GMPEs (*Ground Motion Prediction Equations*), também designadas de leis de atenuação, para estimar as acelerações [8].

Depois do levantamento de danos concluído e de estimados os níveis de aceleração para cada unidade geográfica é necessária fazer uma análise de regressão para ajustar uma curva aos dados obtidos (Figura 2.12). Uma série de métodos de regressão (por exemplo, método dos mínimos quadrados lineares, método dos mínimos quadrados não-lineares) pode ser adotada, sendo que é necessário experimentar diferentes tipos de medida de intensidade e diferentes métodos de regressão para descobrir qual combinação proporciona o melhor ajuste aos dados. Na figura 2.12 estão representadas funções de fragilidade empíricas desenvolvidas por Orsini [34] de acordo com a escala PSI (*Parameterless Scale of Seismic Intensity*) [35].

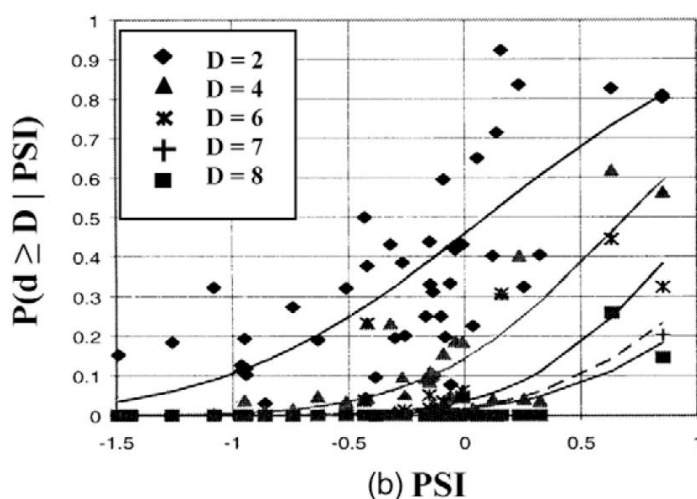


Figura 2.12 - Funções de fragilidade empíricas [34]

A avaliação da fragilidade empírica tem assim algumas desvantagens:

- Quando é utilizada a intensidade macrossísmica como o tipo de medida de intensidade, o método torna-se cíclico;
- Para cobrir uma ampla gama de níveis de intensidade e tipologias de construção, muitas vezes é necessário combinar levantamentos de danos que podem fazer parte de diferentes escalas de dano e diferentes taxonomias de construção;
- Somente os tipos de construção que tenham sofrido danos podem ser modelados (e, portanto, esses métodos não são adequados para a avaliação de novas tipologias de construção, ou edifícios adaptados)
- O nível de aceleração do solo muitas vezes precisa ser previsto (assim as funções não são puramente "empíricas");
- Para usar escalas de intensidade que se correlacionam melhor com a resposta estrutural (como a aceleração espectral no período fundamental) é necessário uma estimativa do período de vibração dos edifícios, que introduz mais incertezas.

No entanto, quando os dados são processados de forma adequada e as incertezas são reconhecidas (mesmo que não seja explicitamente modelada), a avaliação empírica da fragilidade tem a vantagem de proporcionar uma estimativa realista do dano esperado.

Podem referir-se alguns autores que desenvolveram estudos com objetivo de modelar funções fragilidade empíricas: Liel e Lynch [36], Colombi et al. [37], Goretti e Pasquale [38], Di Pasquale et al. [39], Karababa Pomonis [40], Amiri et al. [41].

3) Fragilidade Analítica

A fragilidade das diferentes tipologias de edifícios pode ser obtida através de modelos numéricos. Os modelos numéricos tentam representar o comportamento não-linear de edifícios sob diferentes condições de carga. Existem fundamentalmente dois campos de análise estrutural não-linear: modelação com plasticidade concentrada (modelos de rótulas plásticas) e modelação com plasticidade distribuída (por exemplo, modelos de elementos de fibras). No primeiro caso, o comportamento plástico é concentrado nos locais onde é esperado o seu desenvolvimento, ocorrendo geralmente nas extremidades dos elementos do edifício (vigas e pilares), sendo modelado através de molas cujo comportamento deverá ser previamente calibrado antes da análise. No segundo caso, o comportamento constitutivo de cada tipo de material é explicitamente modelado (por meio de relações tensão-deformação adequadas), a secção transversal do elemento é dividido num certo número de fibras e o comportamento plástico individual de cada fibra é integrado ao longo da secção (Figura 2.13).

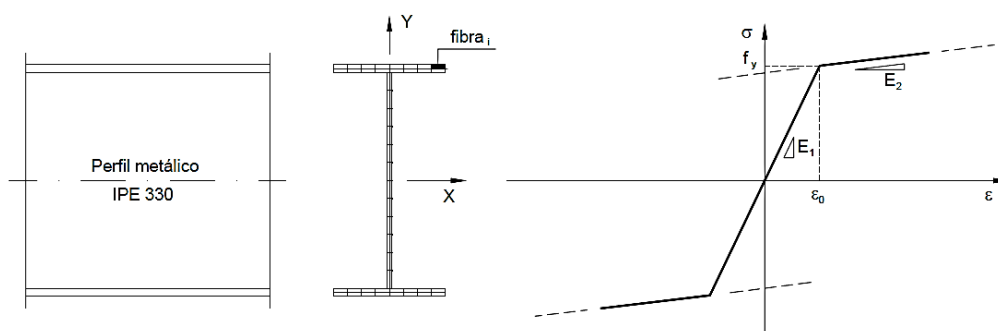


Figura 2.13 - Modelo de Fibras – discretização e relação constitutiva do material [42]

Uma vez definidas a geometria, as propriedades do material e as condições de carga torna-se então necessário escolher o tipo de análise a realizar. Existem dois tipos principais de análise de interesse para a avaliação de fragilidade: não-linear estático e não-linear dinâmico.

De acordo com os critérios de dimensionamento sísmico, os esforços induzidos na estrutura durante a ocorrência de um sismo de elevada intensidade, geralmente ultrapassam os limites de cedência causando grandes deformações plásticas [42]. Estas deformações localizam-se nas zonas que possuem maiores esforços internos, zonas críticas, nas quais ocorre a dissipação de energia através de mecanismos de plastificação. A análise estática não-linear ou *pushover* permite estudar o comportamento da estrutura considerando o comportamento não-linear que ocorre nessas zonas críticas e que são materializadas pela introdução de rótulas plásticas (exemplo Figura 2.14) ou fibras no modelo de cálculo.

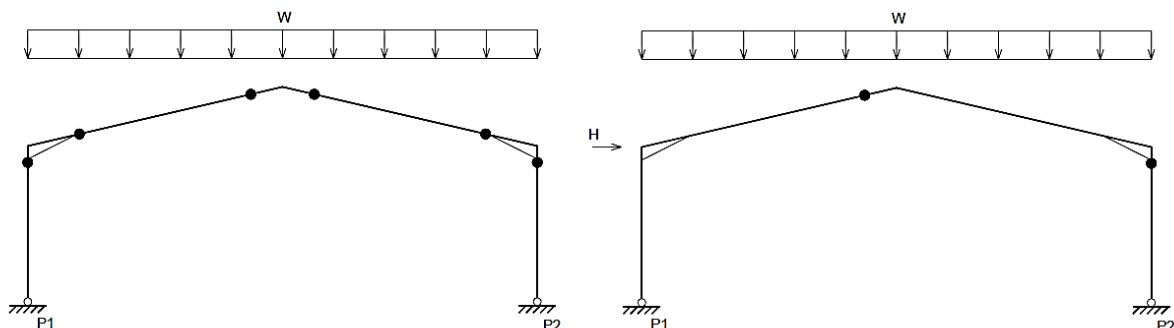


Figura 2.14 - Localização das rótulas plásticas: carregamento simétrico (esquerda); com carregamento lateral (direita) [42]

O processo de análise começa com a modelação estrutural e com a determinação das frequências próprias e respetivos modos de vibração. Posteriormente, define-se a localização das rótulas plásticas e o comportamento material das mesmas associando os critérios de desempenho definidos.

A análise *pushover* consiste na aplicação progressiva de uma distribuição de cargas laterais crescentes (monotónicas), até se atingir um estado limite (associado a um deslocamento máximo no topo). Esta análise permite reproduzir a curva de capacidade e assim representar o comportamento não linear de uma estrutura por aplicação de forças laterais representativas do primeiro modo de resposta da estrutura, assumindo que este é o modo predominante de vibração da estrutura. Na Figura 2.15 pode observar-se um exemplo de uma curva de capacidade. Esta é obtida a partir da relação esforço transversal na base da estrutura (corte basal, V) e deslocamento de topo, d. No gráfico é visível a variação da capacidade resistente com o aumento da deformação lateral bem como a evolução da resposta estrutural.

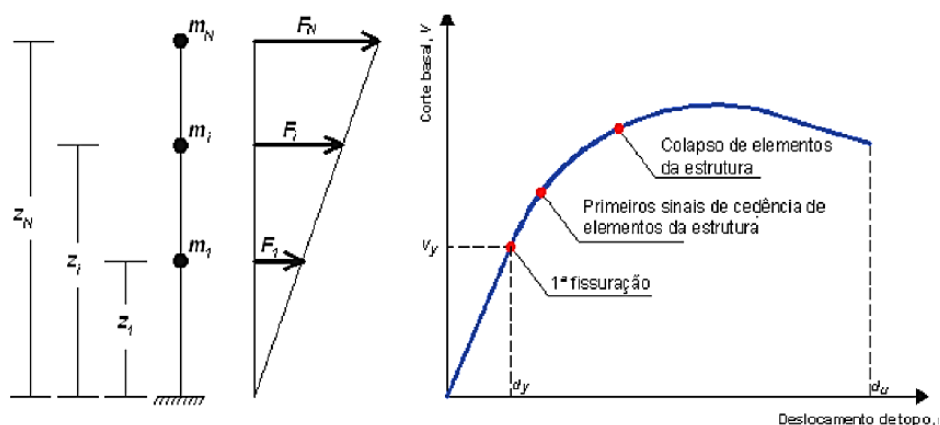


Figura 2.15 - Definição da curva de capacidade da estrutura [43]

O próximo passo é a definição da ação sísmica. Esta, é caracterizada por um espectro de resposta elástico, em termos de acelerações espectrais S_a (valores máximos de aceleração na estrutura) e deslocamentos espectrais S_d , atendendo ao comportamento não linear da estrutura. O ponto de intersecção da curva de capacidade de um sistema equivalente de 1 g.d.l. com o espectro de resposta define o “ponto de desempenho” da estrutura, ou seja, os valores da aceleração e deslocamento espectrais para os quais se atinge o equilíbrio perante aquelas ações sísmicas [33].

A Figura 2.16 representa três espectros de resposta relativos a diferentes ações sísmicas (fraca, média e forte) e duas curvas de capacidade de duas estruturas com características resistentes e de comportamento distintas. Verifica-se que a estrutura mais resistente e dúctil sofre menor deslocamento do que a construção menos resistente e frágil para a mesma ação.

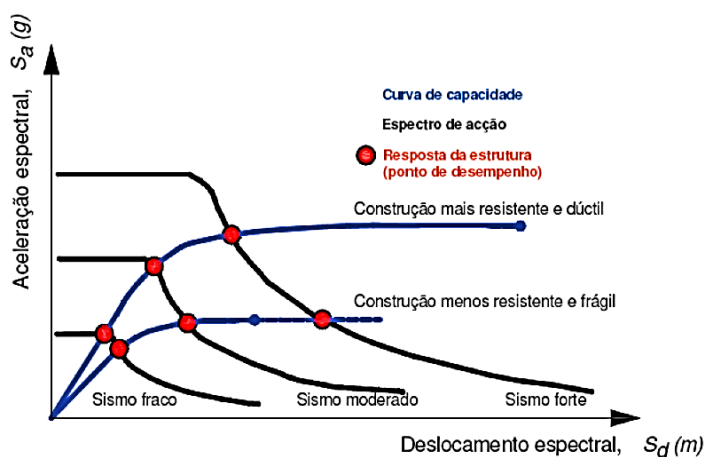


Figura 2.16 - Espectro de capacidade e ponto de desempenho [43]

Um dos métodos de análise não-lineares simples para estruturas com múltiplos graus de liberdade foi proposto por Fajfar e Fischinger [44] e é designado por Método N2. Este método combina a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade com o espectro de resposta inelástico do seu modelo equivalente de 1 GL sendo o método adoptado pelo Eurocódigo 8 [6]. No método N2, dois diferentes modelos matemáticos e três fases de análise são usados. No primeiro passo, rigidez, resistência e ductilidade são determinados pela análise estática não linear de um sistema de MDOF sob uma carga

lateral monotonicamente crescente. Na segunda etapa, existe a conversão num sistema equivalente de um único grau de liberdade (SDOF) [45].

As análises estáticas não lineares são menos demoradas, e numericamente mais estáveis do que as análises dinâmicas. No entanto, como se observa na Figura 2.17 os resultados podem variar em função dos pressupostos feitos na aplicação das ações laterais. A definição de estados danos globais em termos de limites de deslocamento é mais fácil com curvas *pushover* (Figura 2.18) visto que se torna mais acessível calcular, por exemplo, o deslocamento quando o corte basal cai para 80% do valor máximo após o pico (Figura 2.18).

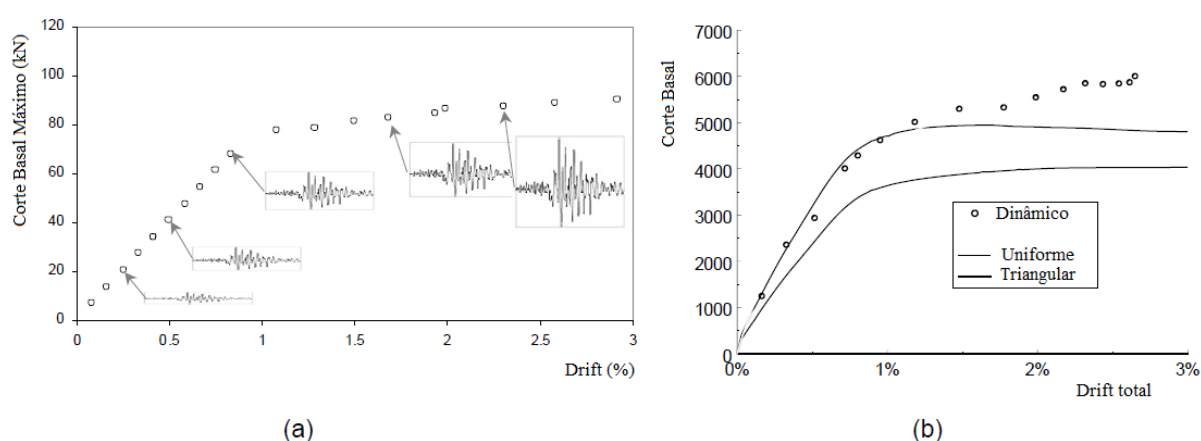


Figura 2.17 - a) corte basal máximo vs drift executando várias análises dinâmicas com crescentes níveis de intensidade b) curvas pushover com diferentes condições de carga lateral em comparação com os resultados da análise dinâmica

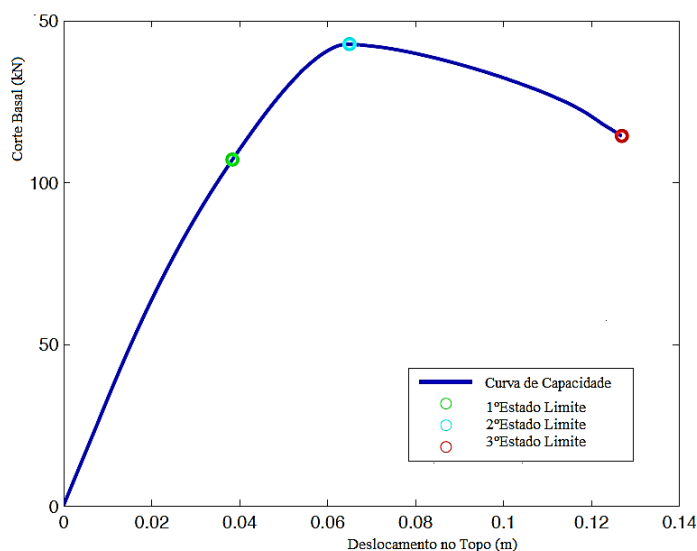


Figura 2.18 - Identificação dos estados danos globais a partir de uma curva *pushover*

Em alternativa às análises *pushover*, têm surgido nos últimos anos procedimentos simplificados que procuram representar as curvas de capacidade através de uma série de expressões simplificadas definidas com base em princípios de mecânica estrutural e calibrados utilizando análises não-lineares (Calvi [46], Glaister e Pinho [47], Crowley et al [48], Bal et al [49], Lagomarsino e Giovinazzi [30]).

Estas expressões dependem do período de vibração da estrutura, definido aproximadamente em função da altura do edifício (que pode ser usado para obter a rigidez inicial) [48], e dos deslocamentos globais obtidos para diferentes níveis de desempenho estrutural, os quais são função das propriedades geométricas e dos materiais e do mecanismo de colapso que se supõe formar no edifício (Figura 2.19). Estruturas caracterizadas por um bom desempenho sísmico deverão desenvolver mecanismos de colapso estáveis do tipo apresentado na Figura 2.19a, nos quais a plasticidade se tende a desenvolver ao nível dos elementos de viga e não de pilar, com exceção da base dos pilares do primeiro piso, ao passo que os mecanismos do tipo apresentado na Figure 2.19b são caracterizados por uma potencial perda de capacidade lateral resistente ao nível de um determinado piso, conduzindo à formação de um piso frágil ou *soft-storey*. Edifícios antigos ou não dimensionados para suportar a ação dos sismos têm maior tendência a formar mecanismos do tipo da Figure 2.19b.

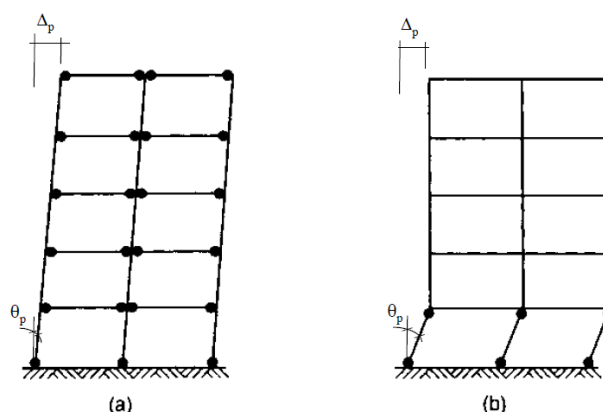


Figura 2.19 - Mecanismos de colapso [50]

Na análise dinâmica não-linear, as propriedades não lineares da estrutura são consideradas como parte da análise no domínio do tempo. Esta abordagem é a mais rigorosa pelo que os procedimentos dinâmicos não-lineares são os que melhor representam o comportamento sísmico das estruturas. No entanto, a sua aplicabilidade é complexa pelos processos de cálculo e os recursos computacionais envolvidos e ainda pelo facto da resposta da estrutura poder ser bastante sensível às características da ação sísmica utilizada na análise. Existem vários tipos de sinais sísmicos: artificiais, sintéticos e reais sendo que os reais parecem conduzir as respostas estruturais mais próximas das reais e com menor grau de enviesamento [51].

A análise dinâmica não-linear envolve a introdução de acelerogramas na base do modelo. Para a avaliação de fragilidade, é necessária a introdução de um grande número de acelerogramas com o aumento da intensidade de forma a captar a variabilidade da resposta da estrutura. Além disso, a resposta da estrutura (em termos de esforços e deformações), deve estar relacionada com o desempenho em termos de um estado de dano global, na sequência de uma escala de danos. Na Figura 2.20 esto representadas curvas de fragilidade obtidas através de análises dinâmicas não lineares para diferentes escalas de danos.

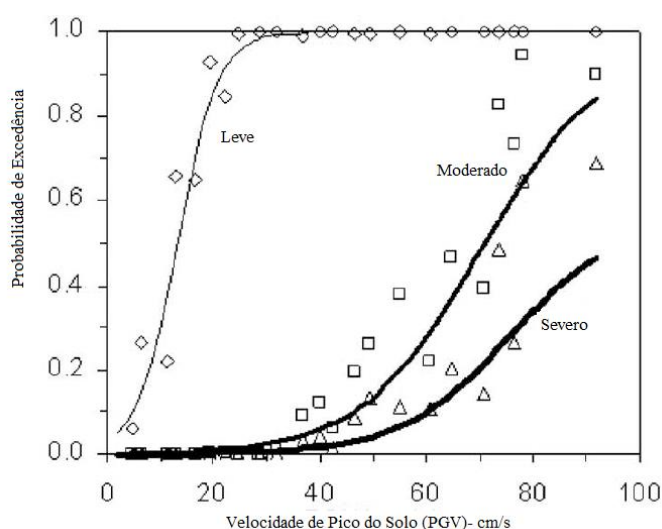


Figura 2.20 - Função de fragilidade obtida através de análises dinâmicas não-lineares, adaptado de Akkar [17]

2.2.3.4. Fragilidade de elementos não estruturais

Como foi referido na introdução, os danos ocorridos em componentes não estruturais devido a sismos têm resultado em milhares de milhões de dólares de prejuízos um pouco por todo o mundo. Os componentes não estruturais incluem:

- Componentes de arquitetura: paredes, tetos, fachadas, vidros, revestimentos, chaminés, cercas e elementos de ornamentação arquitetónica;
- Componentes mecânicos, elétricos e hidráulicos: bombas, ventiladores, centros de controlo de motores, painéis de distribuição, transformadores e sistemas de distribuição que incluem condutas e tubos;
- Móveis, utensílios, equipamentos e conteúdos: estantes, livros, armários, computadores, equipamentos de mesa, produtos químicos industriais ou materiais perigosos, artefactos entre outros.

A integridade e qualidade destes componentes são muito importantes para uma boa funcionalidade dos edifícios após um sismo. Um bom exemplo disso é o sismo ocorrido no Chile, em 2010. Os danos nos componentes não estruturais levou ao encerramento de muitas instalações, incluindo aeroportos, hospitais, clínicas e instalações industriais. Em alguns casos, levou muitos meses para restaurar esses recursos para a funcionalidade completa [52].

Nos últimos anos, os estudos realizados na área da Engenharia Sísmica têm-se centrado sobre o desempenho de sistemas estruturais e formas de mitigar danos estruturais. A exigência por parte da população de um nível mais elevado de proteção contra sismos demonstra a importância de compreender o significado de danos não estruturais.

As falhas de componentes não estruturais durante um sismo podem resultar em feridos ou perdas humanas, danos materiais de valor monetário considerável, inatividade do edificado afetado como instalações médicas ou instalações industriais, empresas e escritórios do governo até que os reparos adequados sejam concluídos. Sendo que o maior investimento na maioria dos edifícios ocorre nos componentes e elementos não estruturais é fácil perceber que a falha destes elementos pode ser perigosa e dispendiosa. As potenciais consequências de danos ocorridos após o sismo, em

componentes não estruturais, são normalmente divididas em três tipos de risco: Salvaguarda da Vida (LS); Perda de Propriedade (PL); Perda Funcional (FL).

1) Salvaguarda da Vida (LS)

Os danos ocorridos nos componentes não-estruturais bem como a sua queda podem provocar feridos ou perdas humanas. Por vezes, mesmo elementos aparentemente inofensivos podem provocar lesões significativas a uma pessoa. Ao mesmo tempo, a salvaguarda da vida humana pode ser comprometida se os componentes não estruturais danificados bloquearem as saídas de segurança de um edifício. Danos nos sistemas de segurança, como dispositivos de extinção de incêndios também podem representar uma preocupação de segurança pois a ocorrência de um sismo aumenta a probabilidade de ocorrência de incêndios. Outros exemplos de danos não-estruturais potencialmente perigosos que ocorreram durante os sismos do passado incluem vidros quebrados, armários e grandes prateleiras caídas (Figura 2.21), queda de tetos e elementos de iluminação (Figura 2.22), rotura de linhas de gás e outras condutas contendo materiais perigosos, danos em materiais com amianto, queda ou dano de decorações, parapeitos de alvenaria, paredes interiores, chaminés, e vedações.



Figura 2.21 - Danos em prateleiras sobrecarregadas durante o sismo de 1994 de magnitude 6,7 ocorrido em Northridge, Los Angeles [53]



Figura 2.22 - Queda total de teto e elementos de iluminação durante o sismo ocorrido em Northridge, Los Angeles [53]

2) Perda de Propriedade (PL)

Os componentes não-estruturais são responsáveis por 75-85% dos custos de construção originais de um edifício comercial típico [53].

Componentes pertencentes aos ocupantes do edifício, tais como mobiliário, materiais de escritórios ou equipamentos médicos, representam um valor adicional e significativo ao risco. Por exemplo, uma fábrica de alta tecnologia pode ter equipamentos cujo valor é muitas vezes superior ao valor do edifício e respetivos componentes internos. Nestes casos, a perda ou dano do material aí existente tem um impacto monetário negativo bastante elevado para o proprietário. Em edifícios de armazenamento, a perda de propriedade ganha muita importância devido à existência de muitos produtos e equipamentos (Figura 2.23). As perdas de propriedades não-estruturais são também significativas quando ocorrem em biblioteca e instalações de museus cuja função é armazenar e manter conteúdos valiosos em que para além do valor monetário existe também o valor cultural. As perdas imediatas de propriedades resultantes do sismo são frequentemente estimadas como sendo um terço do total de perdas ocorridas pós-sismo [53].

Na maioria dos casos as perdas de propriedade estão associadas a perdas diretas mas existem casos em que tal não se verifica. Se as tubagens de água ou elementos de extinção de incêndios romperem, então as perdas totais de propriedade incluirão o custo para reparar as tubagens e o custo para reparar os danos causados pela água nas instalações (perdas indiretas). Se ocorrer uma rotura na linha de gás que provoque um incêndio, os danos causados nos equipamentos e materiais serão também perdas indiretas. Em muitos casos a perda de propriedade tem um custo económico associado muito superior ao custo de reparação ou substituição.



Figura 2.23 - Danos em edifício de armazenamento industrial durante o sismo de Northridge, Los Angeles [54]

3) Perda Funcional (FL)

Por vezes os danos não-estruturais tornam mais difícil ou impossível de levar a cabo as funções que normalmente eram realizadas numa instalação. Após os reconhecimentos das ameaças para a vida humana do dano ou queda de elementos não-estruturais, o tempo de inatividade pós-sismo ou redução da produtividade é muitas vezes o risco mais importante a ter em conta (Tabela 2.2). Por exemplo, se uma empresa perde equipamentos como computadores, arquivos armazenados, ou outros instrumentos de serviço como resultado de danos do sismo, então o custo monetário de substituir os elementos danificados pode ser relativamente pequeno, mas a perda de receita associada ao tempo de inatividade durante a recuperação pode ser enorme. Ao mesmo tempo a perda da função também pode traduzir-se

na não participação no mercado de trabalho para algumas empresas com os consumidores habituais a procurarem fornecedores alternativos para bens ou serviços necessários.

As falhas de energia e abastecimento de água, danos nos sistemas de transporte, eventual falta de materiais e construtores para reparar os danos, desordem civil, linhas policiais e toques de recolher são fatores que afetam bastante o comportamento pós-sismo.

Tabela 2.2 - Perda potencial de valor acrescentado para o setor industrial na zona de São Francisco devido a sismos (valor acrescentado normal: 6300 milhões de dólares por ano), adaptado de Pate [54]

Magnitude do sismo	Interrupção da atividade em instalações danificadas	Perda global nacional (em milhões de dólares)
4 a 5		1
5 a 6	6 meses	12
6 a 7		100
7 a 8	1 ano (devido à grande necessidade de reconstrução)	1000
8+		5000

4) Exemplos de danos não-estruturais

Durante o sismo de *Northridge* em 1994, os danos não-estruturais causados levaram ao encerramento temporário, evacuação, ou transferência de pacientes em dez centros hospitalares. Na maioria destas instalações, a rotura das tubagens provocou vazamento de água (Figura 2.24). Em alguns casos não havia pessoas disponíveis ou eram incapazes de desligar a água pelo que esta situação se manteve por muitas horas. Consequentemente verificaram-se inundações de instalações e danos de alguns equipamentos importantes como o gerador de emergência. Outros danos ocorridos nestas instalações incluem vidros partidos, iluminações soltas e a falta de energia devido a falhas nos sistemas de distribuição ou de controlo.

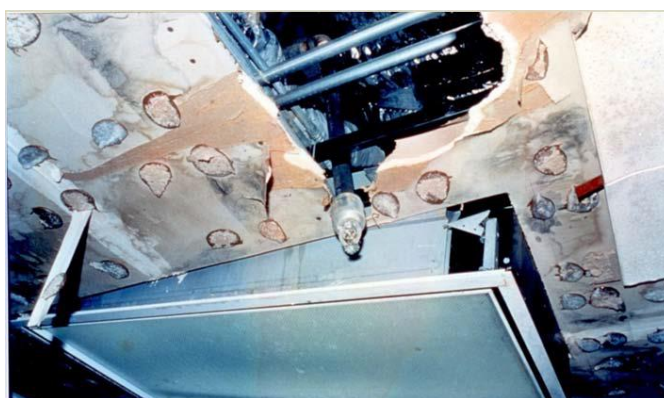


Figura 2.24 - Rotura de tubagem no Olive View Hospital em Sylmar, California [53].

Sismo de *Kocaeli, Turquia*, Agosto de 1999:

Este sismo teve uma intensidade de $M_s=7.4$ na escala de Richter e atingiu uma das zonas mais industrializadas e desenvolvidas da Turquia, tendo provocado danos e interrupções significativas de atividade no sector industrial. Referem-se de seguida alguns casos:

- Fábrica de carruagens em *Adapazari*. Rotura estrutural de um edifício e danos em outros. A Figura 2.25 mostra parte do edifício que colapsou.



Figura 2.25 - Danos na fábrica da Türkiye Vagon Sanayii A.S. em Adapazari [53]

- Refinaria de *Tupras* - O sismo originou um incêndio que demorou 5 dias a apagar e que poderia ter destruído a totalidade da refinaria. Esta produzia cerca de um terço da gasolina consumida na Turquia. Após o início do fogo foi difícil impedir o seu alastramento porque a conduta que abastecia de água a refinaria não funcionava pois estava danificada em vários pontos.
- Petroquímica *Petkim* - Sofreu diversos danos graves: no sistema de abastecimento de água, colapso de torres de refrigeração e danos internos em máquinas industriais. Em consequência previa-se que ficaria paralisada durante dois meses.
- Fábrica de produtos farmacêuticos *Toprak Ilıc* - Caíram as prateleiras do armazém de materiais, como se ilustra na Figura 2.26, e no laboratório, a queda de produtos químicos que reagiram entre si, libertou gases tóxicos. Pensa-se que seriam necessários dois meses para restabelecer a atividade normal da fábrica.



Figura 2.26 - Queda das prateleiras do armazém na fábrica de produtos farmacêuticos Toprak Ilıc [53]

- Fábrica de papel *Toprak Saglik* - Houve diversos tipos de danos como por exemplo queda de armários de equipamento elétrico, que se ilustra na Figura 2.27, movimento de máquinas com fixação deficiente, fendilhação de depósitos de água, queda de produtos armazenados, queda de um reservatório na sala das bombas, danos em pilares, paredes não estruturais e envidraçados.



Figura 2.27 - Danos em equipamento eléctrico na fábrica de papel Toprak Saglik [53]

O sismo de Mt. Parnes (Atenas), Grécia, Setembro de 1999 de magnitude moderada $M_s = 5.9$ teve origem numa falha desconhecida localizada sob um subúrbio de Atenas, considerada uma das zonas de menor risco sísmico da Grécia. O Parque Industrial na zona afetada, constituído essencialmente por pequenas e médias indústrias alojadas em edifícios de betão armado, foi fortemente atingido. A maioria dos 30 edifícios sofreram colapso total e a maioria das 143 vítimas ocorreram no parque industrial. A fraca qualidade de construção foi um dos principais motivos para o colapso estrutural.

Um exemplo de danos não-estruturais de estruturas do tipo *Portal Frame* está representado na Figura 2.28. Podem observar-se danos como a queda de teto e paredes.



Figura 2.28 - Queda do teto e paredes numa instalação industrial em *Salisbury Street* [53]

5) Situação de Portugal

Quando se fala de parque industrial, a vulnerabilidade dos elementos não-estruturais é muito importante. No entanto, relativamente às máquinas e equipamentos industriais o desconhecimento da sua vulnerabilidade sísmica é bastante grande.

Dessa forma, não é possível estimar qual é a representatividade relativa dos diferentes equipamentos e máquinas industriais no conjunto do parque industrial. Esta discussão, bem como os ensinamentos obtidos com o conhecimento dos danos provocados pelos sismos em outras regiões do mundo, indicam que também em Portugal, o parque industrial pode ser bastante vulnerável à ação dos sismos. Este aspeto, em conjunto com a vulnerabilidade do Parque Edificado, é agravado em Portugal pelo facto de grande parte da capacidade económica do país estar concentrada nas regiões de Lisboa, Vale do Tejo e península de Setúbal, que se encontram entre as de maior risco sísmico do território português. A ocorrência de um sismo nestas zonas pode provocar imensos danos, inatividade e não participação nos mercados de trabalho das empresas e indústrias. Isto leva a repercussões negativas para a economia local e nacional.

Para perceber melhor a potencial dimensão do problema basta fazer uma comparação simples com o caso do sismo da Turquia (Agosto de 1999). O sismo da Turquia afetou uma zona ligeiramente mais populosa e um pouco menos desenvolvida tendo feito a economia da Turquia regredir muitos anos. Em qualquer destes casos a dimensão relativa da zona afetada, em comparação com o respetivo país, é muito menor do que no caso da região de Lisboa [55]. Ou seja, no caso português a capacidade económica e de meios disponíveis da zona não afetada em comparação com a zona afetada é muito menor. Em consequência a normalização da vida na zona afetada e a recuperação económica global serão muito mais difíceis e demoradas.

6) Fragilidade de elementos não-estruturais

A fim de melhorar o desempenho sísmico dos elementos não-estruturais deve ser estabelecida a fragilidade sísmica dos mesmos. A fragilidade sísmica permite não só quantificar o risco sísmico para esses elementos, mas também fornecer informações que levam ao desenvolvimento de estratégias de proteção eficazes.

De forma análoga com os elementos estruturais, a estimativa de danos em elementos não-estruturais requer um estudo do seu desempenho baseado em sismos passados, ensaios laboratoriais ou modelos numéricos. O resultado destes estudos permite obter curvas de fragilidade que são utilizadas na análise estrutural probabilística para avaliar o desempenho do edifício num sismo específico ou para derivar a perda económica devido à avaria dos componentes.

7) Definição de curva de fragilidade de elementos não-estruturais

A obtenção da curva de fragilidade dos elementos não-estruturais parte do mesmo princípio que a referente aos elementos estruturais representando-se assim por uma relação entre um determinado nível de intensidade e a probabilidade de exceder um estado específico de dano.

Vários níveis de desempenho devem ser definidos para na obtenção das curvas de fragilidades de elementos não-estruturais. Definindo estados intermédios de danos capazes de representar o comportamento dos elementos com mais precisão, a estimativa de perda será também mais precisa. Os estados de dano dependem dos modos de falha de cada elemento e, dessa forma, pode variar de um componente para outro.

8) Fontes de dados para desenvolvimentos das curvas de fragilidade

A informação para o desenvolvimento de curvas de fragilidade é obtida principalmente a partir do desempenho dos elementos não-estruturais em sismos passados ou a partir de dados experimentais. As análises experimentais são uma das fontes mais confiáveis de dados para estudar a evolução dos danos em elementos não-estruturais, como resultado de acelerações, já que existe elevada monitorização do seu comportamento.

Apesar de já existirem alguns relatórios sobre danos e desempenho de componentes não-estruturais em sismos anteriores, muitos não têm sido cuidadosamente documentados. Existem muitos edifícios em que a observação de danos em elementos não-estruturais não foi feita. Nestes casos, a informação recolhida não permite o desenvolvimento de curvas de fragilidade totalmente realistas.

9) Exemplo de uma função de fragilidade

Neste ponto é apresentado um exemplo de desenvolvimento de uma curva de fragilidade obtida por Porter et al [56] baseado em testes experimentais. A amostra em estudo é uma *drywall*, conhecida como “parede seca” que é constituída por chapas de gesso aparafusadas em estruturas de perfis de aço galvanizado. Durante a realização dos trabalhos experimentais foram considerados dois estados de dano, “danos visíveis” e “danos significativos.” Na fase de “danos visíveis” a “parede seca” necessitaria de alguns reparos bem como uma nova pintura. Quando a ação aumenta, o aparecimento de danos significativos faz com que nesta fase seja necessária demolição e reconstrução. Como foi referido, construção de curvas de fragilidade pode basear-se em ensaios experimentais, sendo que neste caso, a curva de fragilidade obtida é apresentada na Figura 2.29.

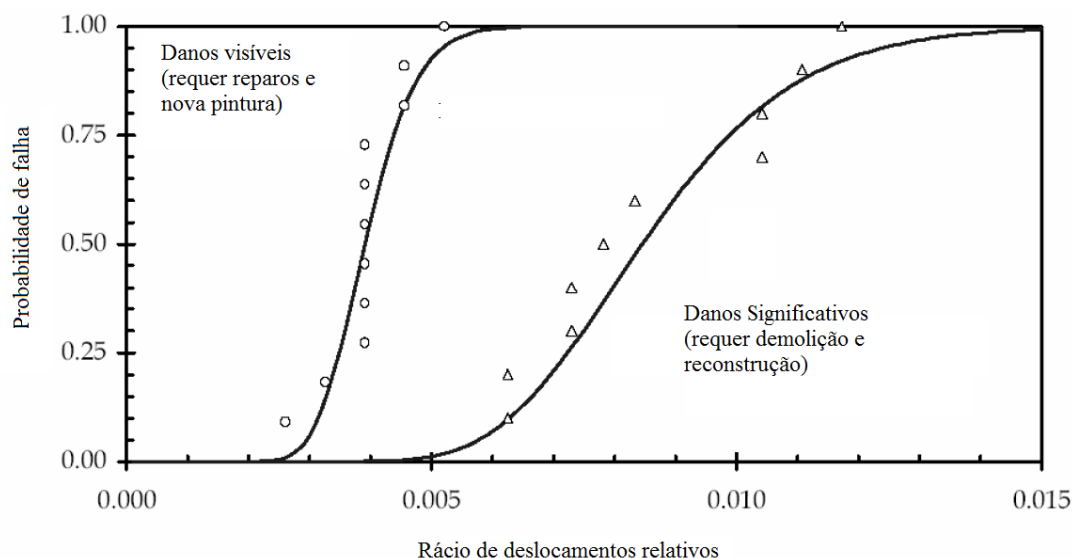


Figura 2.29 - Curva de fragilidade de uma drywall, Porter et al. [56]

10) Custos e perdas de elementos não-estruturais

Além das curvas de fragilidade, as funções de perda representam uma fonte de informação importante na avaliação do desempenho e custos associados aos danos nos elementos não-estruturais. Uma forma racional para explicar a incerteza dos custos de reparação ou de substituição de um elemento é através do uso de uma função de custo probabilística, a qual descreve a probabilidade de exceder um certo custo dado um determinado estado de dano. Assim, uma função de custo descreve a probabilidade de excedência do custo de reparação ou substituição condicionada pelo estado de dano. No exemplo presente na figura 2.30, o eixo horizontal representa a relação entre o custo de reparação com o custo de um novo componente, e o eixo vertical é a probabilidade de que a relação entre o custo de reparação com o custo de um novo componente é menor do que o valor no eixo horizontal. Por exemplo, no caso apresentado, existe uma probabilidade de 80% de o custo de reparação em comparação com o custo de um novo componente ser inferior a 0,8.

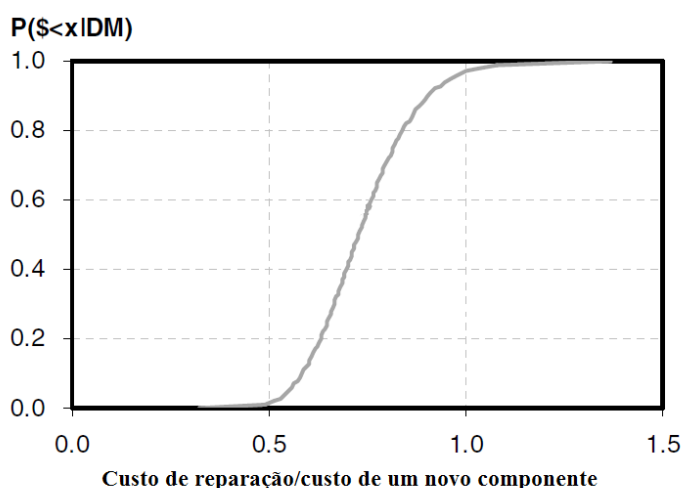


Figura 2.30 - Exemplo de uma função de custo probabilística [57]

2.2.3.5. Funções de Consequência

As funções de fragilidade podem ser transformadas em funções de vulnerabilidade utilizando modelos de consequência. Um método possível consiste em, para um conjunto de níveis intensidade, usar cada modelo de fragilidade para calcular a percentagem de edifícios em cada estado de dano e multiplicar esses resultados pelos índices de danos associados, de acordo com um modelo de consequência [8].

Estes modelos de consequência estabelecem a relação entre o dano físico e a relação entre custo de reparação e custo de substituição (rácio de dano) ou relação entre perdas humanas e número de ocupantes de uma tipologia de estruturas, e podem diferir significativamente com base na região, o tipo de construção e definição de estados de dano (por exemplo, Grécia - Kappos et al [58]; Itália - Di Pasquale e Goretti [59]; Turquia - Bal et al [28]; Califórnia (HAZUS) - FEMA – 443 [60]).

O modelo de consequência terá naturalmente um impacto direto sobre a forma da função de vulnerabilidade, uma vez que define a contribuição de cada estado de dano para o rácio de perda obtido por nível de intensidade medida. Na figura 2.31, estão representados exemplos de modelos consequência e na Figura 2.32 funções de vulnerabilidade obtidas pelo modelo de consequência.

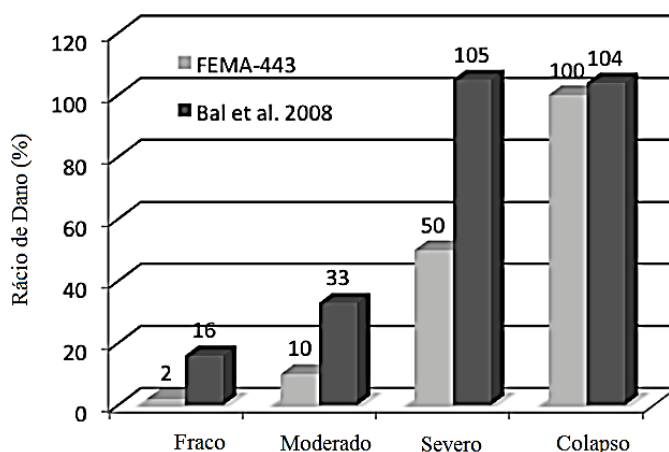


Figura 2.31 - Modelo de Consequência para edifícios na Califórnia segundo HAZUS [54] e Bal et al. [28]

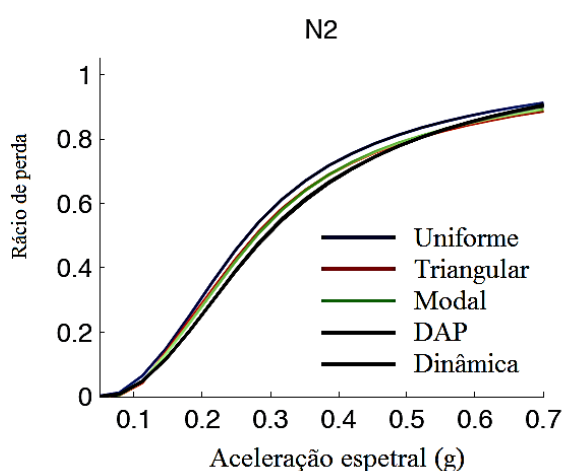


Figura 2.32 - Funções de vulnerabilidade obtidas pelo modelo de consequência de HAZUS [60]

2.2.4. EXPOSIÇÃO

A exposição representa o capital que está exposto a uma determinada ação e que tem um valor passível de ter perda/dano [13].

Deste modo, um modelo de exposição é caracterizado pela distribuição espacial do valor (económico ou humano) dos elementos expostos à ação sísmica sendo que poderá conter informação sobre a localização dos elementos, tipo de ocupação, a função do edificado, existência de bens económicos, a taxa de ocupação, o valor histórico/cultural, entre outros. Risco sísmico em Portugal Por exemplo, um centro histórico terá um elevado valor patrimonial e cultural e uma área de elevada densidade populacional terá uma vasta atividade comercial e de serviços o que significa um elevado nível de exposição, ao contrário de uma área preferencialmente florestal ou agrícola, com reduzidos valores populacionais, comerciais ou patrimoniais [43].

A exposição pode ser considerada segundo dois planos de perda distintos, as perdas económicas e as perdas de vidas humanas. A sua caracterização depende do objeto de avaliação do risco e pode incluir uma estrutura única, um aglomerado de edifícios, uma área urbanizada ou uma região. De um modo geral, as perdas económicas podem ser classificadas como:

- 1) Perdas diretas
- 2) Perdas indiretas

As perdas diretas são aquelas observadas num local específico, como resultado direto do dano físico. Estas perdas são expressas, em geral, como o custo de reparação ou substituição, ou seja, representam as perdas causadas por um sismo decorrente do esforço de reparação necessário para retornar um edifício danificado ao seu estado sem danos.

As perdas indiretas, pelo contrário, são as que resultam da paragem temporária da função da instalação estando associadas assim ao tempo de inatividade. O tempo de inatividade pode ser definido como o período de tempo entre a ocorrência de um evento sísmico, a realização da reparação do edifício e o restabelecimento da funcionalidade total [61].

Na Indústria, estas perdas são referidas como "Perdas de Interrupção", abordando todas as possíveis consequências de um determinado tempo de inatividade. Para uma única unidade industrial essas consequências podem ser: perda de produção, perda de lucros e das quotas de mercado, os custos para o reinício das atividades de produção, danos associados à imagem, etc. Quando se tratam de várias unidades industriais que trabalham em conjunto, as perdas relacionadas com a interrupção da cadeia de abastecimento devem ser levadas em conta.

No que respeita as perdas de vidas humanas, estas podem representar uma perda direta pois geralmente estão relacionadas com o colapso da estrutura. No entanto, de uma forma geral, são consideradas separadamente dos impactos económicos, pois equacionar ou converter vidas humanas a um valor monetário é considerado problemático podendo envolver problemas de igualdade social [4].

A classificação dos edifícios torna-se assim um passo importante no estudo do risco sísmico e é necessário que esta identificação retrate as características dos mesmos. De modo a tornar esta tarefa possível, têm vindo a ser desenvolvidas nos últimos anos diversas escalas que permitem a classificação do edificado de acordo com alguns parâmetros como o material de construção, tipo de estrutura, altura do edifício, vãos, atividade a que são destinados, etc.

Quando a informação sobre o edificado é bastante completa, é comum que o próprio país desenvolva o seu próprio sistema de classificação, permitindo assim que se incorpore um maior número de parâmetros.

Com a implementação dos CENSOS em Portugal, passou a ser possível fazer um controlo da população, no entanto, só em 1970 é que se realizou o primeiro Recenseamento Geral da Habitação, que se tem repetido a cada 10 anos. Esta evolução tornou possível a sistematização do conhecimento do parque habitacional de Portugal.

No entanto a maior parte das informações disponíveis dos sismos do passado diz respeito ao parque edificado. Em particular, nos países menos desenvolvidos em que os danos económicos são mais reduzidos e as perdas humanas muito grandes, é natural que seja dada maior atenção a esta questão. Mas mesmo nos países mais desenvolvidos começou-se por prestar mais atenção aos edifícios e às pontes e só mais tarde se começou a prestar atenção às infraestruturas e ao parque industrial. Assim a informação disponível relativamente aos efeitos dos sismos nestes sectores é mais escassa e refere-se essencialmente aos sismos mais recentes.

Desta forma, é difícil caracterizar com pormenor a resistência sísmica dos edifícios industriais e avaliar o risco sísmico em Portugal sem a realização de um levantamento das suas características.

2.2.5. MODELAÇÃO PROBABILÍSTICA DO RISCO SÍSMICO

O modelo utilizado para a avaliação do risco sísmico baseia-se no teorema da probabilidade total descrito na expressão 2.2:

$$P(A) = \int_X P(A|x) f_X(x) dx \quad (2.2)$$

Onde A é o acontecimento cuja probabilidade se pretende calcular e X é um vetor de variáveis aleatórias contínuas das quais A depende, ou seja, a probabilidade, P(A), do acontecimento A ocorrer, pode ser calculada multiplicando a probabilidade condicional de A, dado um valor, x, de X, pela função densidade de probabilidade conjunta das variáveis do vetor X e integrando para todos os valores possíveis de X, para os quais A pode ocorrer.

Se considerarmos um sismo com origem numa dada zona k, é possível de causar o efeito genérico traduzido pela intensidade H, num dado local; então o teorema da probabilidade total permite calcular a probabilidade de excedência do nível h nesse local, sendo válido para uma determinada fonte k:

$$P(H > h)_k = \int_X P(H > h|x)_k f_X(x)_k dx \quad (2.3)$$

Se as escolhas das variáveis aleatórias contidas no vetor X, recair, unicamente, sobre a magnitude M e a distância hipocentral R, e assumindo as variáveis como estatisticamente independentes, a equação anterior reduz-se a:

$$P(H > h)_k = \int_R \int_M P(H > h|m, r)_k f_M(m)_k f_R(r)_k dm dr \quad (2.4)$$

No caso da avaliação do risco sísmico o teorema da probabilidade total (expressão 2.2) pode ser aplicado para estimar a probabilidade de excedência da variável aleatória perda, L . Neste caso o acontecimento A corresponde a $L > l$ e a integração é efetuada para todos os valores possíveis das variáveis aleatórias que caracterizam um sismo, que ocorre numa dada zona k , desde a sua origem até ao local em estudo, bem como a sua interação com o local em estudo. Por analogia com a expressão 2.4 tem-se:

$$P(L > l)_k = \int_R \int_M P(L > l | m, r)_k f_M(m)_k f_R(r)_k dm dr \quad (2.5)$$

Como a maioria das perdas causadas por um sismo estão relacionadas com o movimento vibratório do solo, o procedimento mais habitual envolve avaliar o risco depois de se estimar a probabilidade de um nível de dano d ser excedido para toda a possível gama de variação da perigosidade sísmica e para uma dada tipologia construtiva de vulnerabilidade $V=v$ [62], ou seja:

$$P_D(D > d)_v = \int_H P_D(D > d | h)_v f_H(h) dh \quad (2.4)$$

em que $f_H(h)$ é a função de densidade de probabilidade da perigosidade sísmica, obtida por:

$$f_H(h) = - \frac{d[P(H > h)]}{dh} \quad (2.5)$$

3

EXPOSIÇÃO

3.1. LEVANTAMENTO DAS CARACTERÍSTICAS DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS

3.1.1. INTRODUÇÃO

Como foi referido na introdução, o levantamento à escala nacional das características dos pavilhões industriais é muito importante de forma a caracterizar com pormenor a resistência sísmica dos edifícios industriais e avaliar o correspondente risco sísmico em Portugal.

Desta forma, foi feito o levantamento das características geométricas e mecânicas de vários edifícios industriais.

A apresentação das características geométricas e mecânicas dos edifícios industriais foi feita separando sempre a direção no plano e direção fora do plano (Figura 3.1).

A recolha de informação realizou-se em parceria com dois gabinetes de projeto tendo-se recolhido cerca de 149 pavilhões industriais (figura 3.2).

Os resultados obtidos foram comparados, quando possível, com um relatório elaborado pela Comissão Europeia relativo a estruturas de aço pré-fabricados em áreas sísmicas [63].

Quando possível, realizou-se um ajuste de distribuições de probabilidade de modo a perceber qual a distribuição que melhor se adapta aos resultados obtidos. Nos outros casos os dados foram representados de uma forma discreta num gráfico de “tarte”.

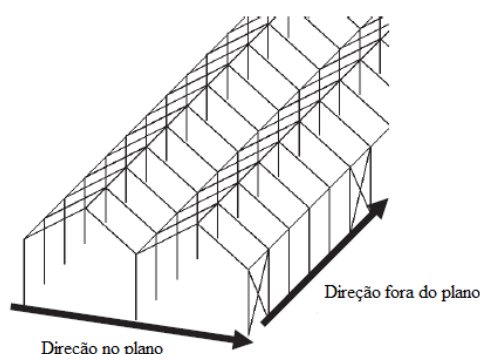


Figura 3.1 - Direção no plano e direção fora do plano

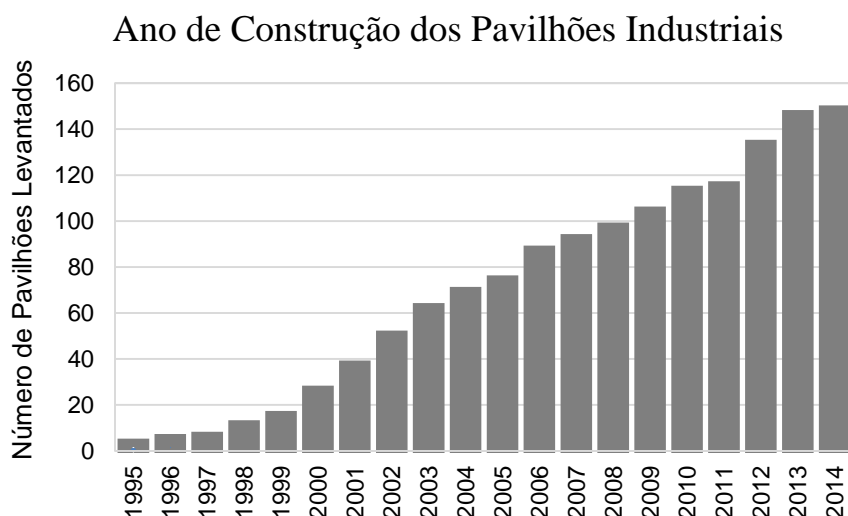


Figura 3.2 - Número de pavilhões levantados por ano (acumulado)

3.2. DEFINIÇÃO DE TAXONOMIAS DE EDIFÍCIOS E AJUSTE DE DISTRIBUIÇÃO ESTATÍSTICA ÀS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS

3.2.1. INTRODUÇÃO

O objetivo principal do ajuste de distribuições estatísticas às características geométricas e mecânicas foi o de perceber qual a melhor distribuição para suportar os resultados obtidos. Torna-se importante este ajuste na medida em que permite, em estudos futuros, incluir esta informação na geração de pórticos industriais (representativos do panorama de Portugal) de uma forma automática e suportada por dados reais.

A representação gráfica em papel de probabilidade das distribuições permite aferir quanto à qualidade do ajuste de um dado modelo distributivo teórico relativamente a outros.

Utilizaram-se testes de hipóteses como objetivo de avaliar se as amostras seguem as distribuições estatísticas teóricas. Selecionaram-se um conjunto de testes de hipóteses capazes de ter em consideração no ajuste os valores médios e de desvio-padrão e consequentemente foram rejeitados testes de hipóteses que procurem dar peso às caudas da distribuição (não importantes neste caso).

As funções de probabilidade de distribuição foram consideradas com base na informação de estudos anteriores [64] sendo que em alguns casos foi necessário usar um maior número de distribuições dado o mau ajuste obtido [65]. De forma a perceber qual o melhor ajuste foram usados como medida de erro o Root Mean Square Error (RMSE), o teste de hipótese chi-quadrado (χ^2) e gráficos P-P.

Nos pontos que se seguem é feita uma análise e ajuste de distribuições estatísticas das características geométricas e mecânicas dos edifícios industriais e, quando possível, uma comparação com o relatório elaborado pela Comissão Europeia.

3.2.2. NÚMERO DE PÓRTICOS FORA DO PLANO

Os resultados relativos ao número de pórticos fora do plano foram ajustados segundo 6 diferentes distribuições presentes na figura 3.3, cujo ajuste é avaliado através das medidas de erro acima mencionadas.

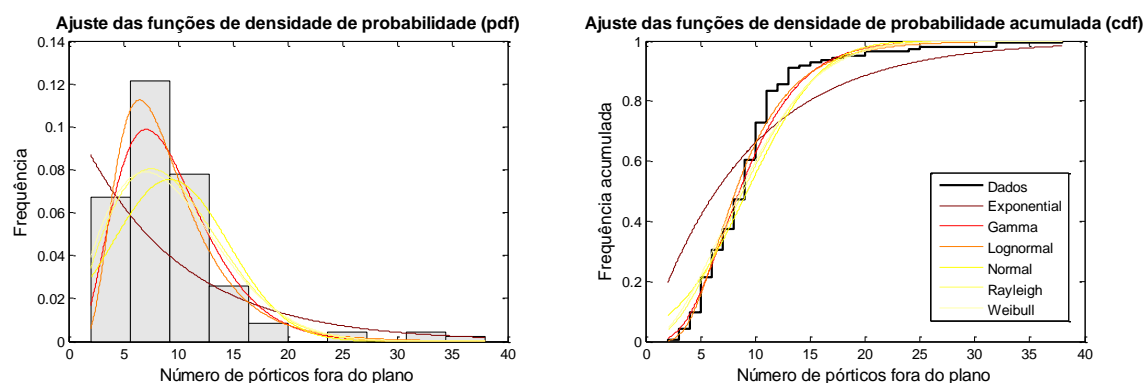


Figura 3.3 - Ajuste de distribuições para o número de pórticos fora do plano

- RMSE

De forma a perceber-se qual a melhor que se ajusta aos dados levantados efetuou-se a quantificação dos desvios entre as funções densidade ajustadas e as discretas. Considerou-se o Root Mean Square Error (RMSE) na definição do erro (raiz quadrada das diferenças quadradas médias), Figura 3.4. Na figura 3.4 pode observar-se que a distribuição lognormal é a que melhor se ajusta aos dados dado o menor valor de RMSE.

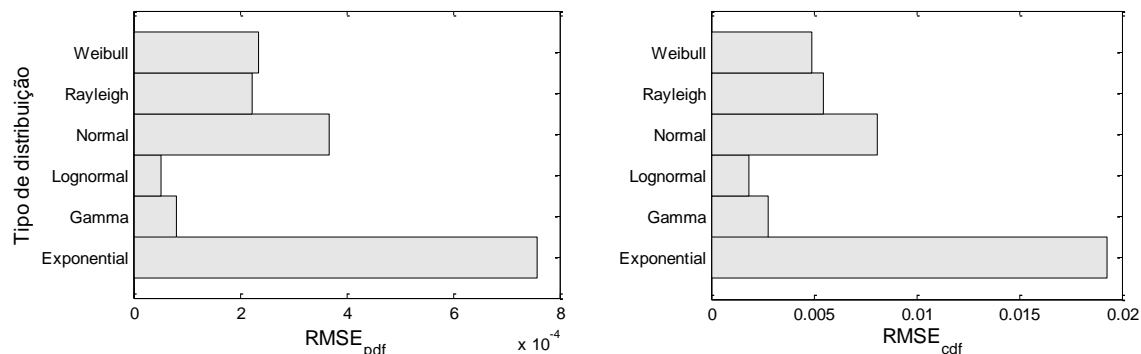


Figura 3.4 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P (Gráficos Probabilidade-Probabilidade)

Os gráficos P-P são usados para verificar de alguma forma uma distribuição. Neste caso, foi avaliada a correlação entre as várias distribuições teóricas e a distribuição empírica. Coeficientes de correlação mais próximos de 1 pressupõem distribuições com melhor ajuste. Foi ainda feita uma análise de simulação *Bootstrap* que permite avaliar a variabilidade na quantificação deste coeficiente de correlação. Neste caso, não só a distribuição lognormal apresenta melhor correlação com os dados empíricos, como igualmente essa correlação apresenta menor dispersão.

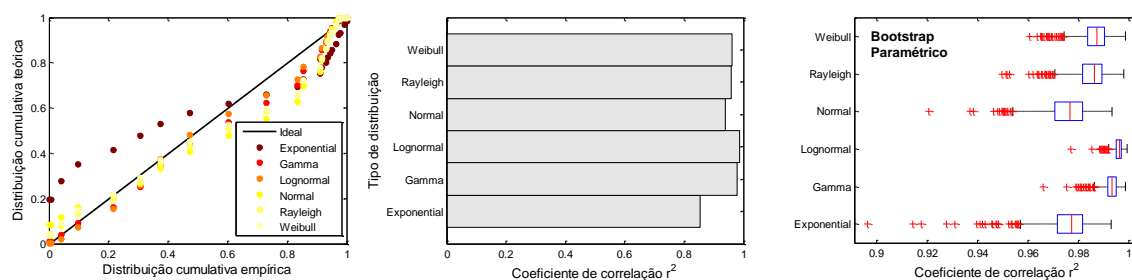


Figura 3.5 - Gráficos P-P relativos ao número de pórticos fora do plano

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

Este teste serve para avaliar quantitativamente a relação entre os resultados discretos e a distribuição esperada. O método do χ^2 devolve o resultado da hipótese nula de que o vetor de dados em estudo segue a distribuição em avaliação. A rejeição da hipótese nula (valor- $p > 0.05$) permite concluir que existem correlação estatística entre a distribuição em avaliação e os dados em estudo. Caso contrário, a verificação da hipótese nula (valor- $p \leq 0.05$) permite excluir a distribuição em avaliação. Como se observa na Figura 3.6 a distribuição que melhor se ajusta é a lognormal com um valor de $p=0.5$.

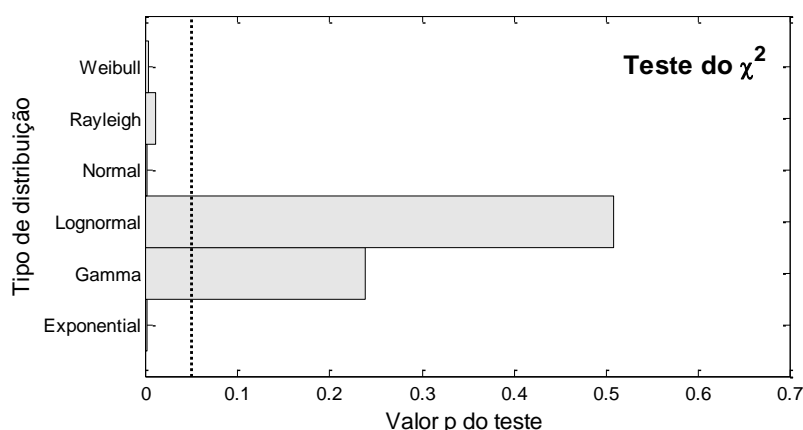


Figura 3.6 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição lognormal como sendo aquela que melhor se ajusta aos dados obtidos relativos ao número de pórticos.

- Relatório Comissão Europeia

O relatório da Comissão Europeia, apresenta valores não muito distantes dos recolhidos. Aproximadamente 70% dos pavilhões industriais levantados apresentam menos de 11 pórticos fora do plano enquanto que 25% apresentam um número de pórticos entre 11 e 15. Os 5% restantes correspondem a situações excepcionais de edifícios industriais correspondentes a grandes construções e que não são referenciados no relatório da Comissão Europeia.

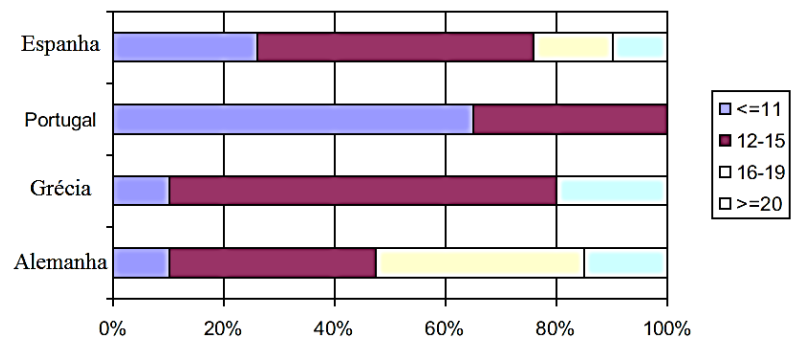


Figura 3.7 - Número de pórticos fora do plano segundo relatório da Comissão Europeia [63]

3.2.3. USO DE CONTRAVENTAMENTO NOS PÓRTICOS FORA DO PLANO

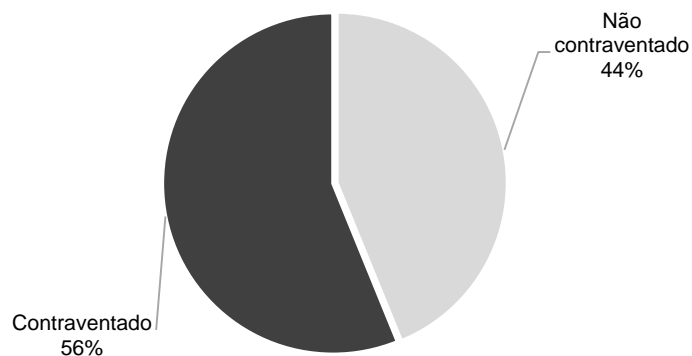


Figura 3.8 - Uso de contraventamento nos pórticos fora do plano

O contraventamento é usado para encaminhar a ação do vento sobre a fachada até as fundações. Na grande maioria dos casos em que existia contraventamento do edifício industrial, este era essencialmente aplicado nas extremidades do edifício, fora do plano.

3.2.4. NÚMERO DE PISOS

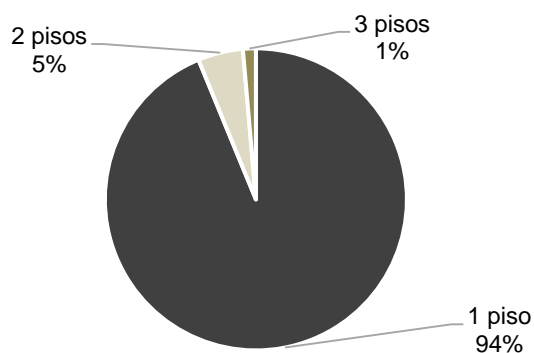


Figura 3.9 - Número de pisos dos pavilhões industriais

O uso de 1 piso nos pavilhões industriais é apresentada como a solução mais comum. Com o levantamento verificou-se ainda que quando o número de pisos é superior a 1, os pilares são em betão armado.

3.2.5. NÚMERO DE VÃOS DO PÓRTICO DO PLANO

Nas atividades industriais é comum o uso de um ou dois pórticos na direção do plano sendo que o primeiro caso é o mais adotado.

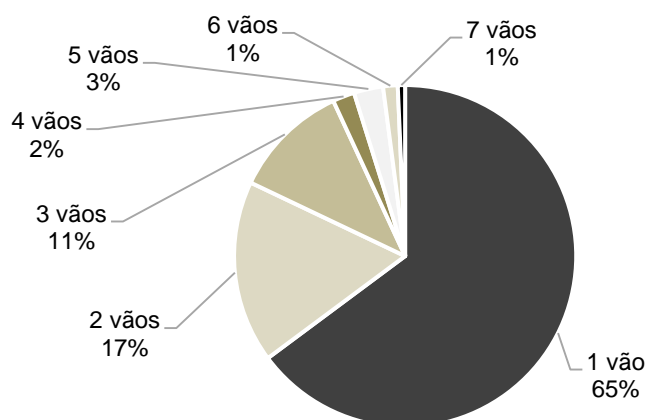


Figura 3.10 - Número de vãos do pórtico no plano

- Relatório Comissão Europeia

Segundo o relatório da Comissão Europeia, 65% dos pórticos no plano apresentam apenas 1 vão enquanto que 15% apresenta 2 vãos. Como se pode observar os valores encontram-se coerentes com os recolhidos neste trabalho sendo que a diferença pode ser considerada pequena.

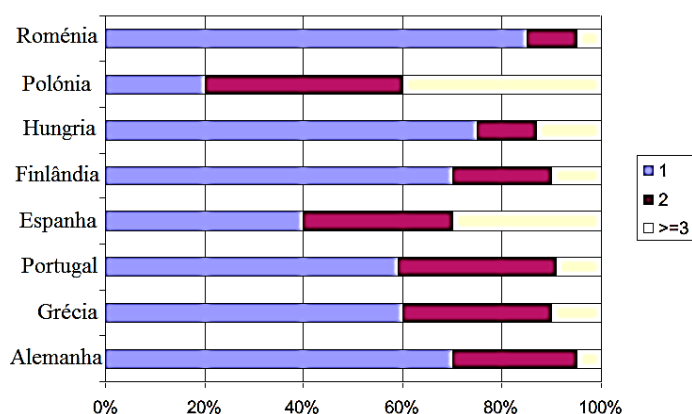


Figura 3.11 - Número de vãos do pórtico no plano segundo relatório da Comissão Europeia [63]

3.2.6. DISTÂNCIA ENTRE PÓRTICOS

Neste caso foram consideradas mais distribuições pela dificuldade de se obter bons ajustes.

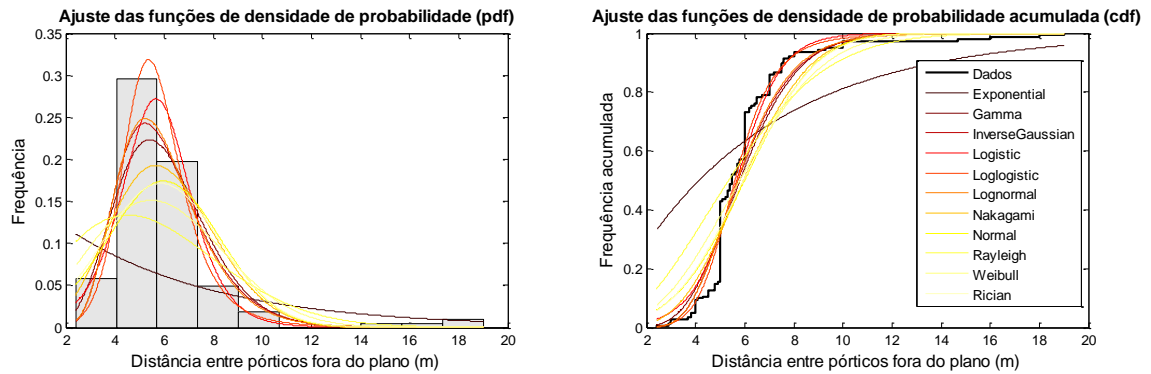


Figura 3.12 - Ajuste de distribuições para a distância entre pórticos fora do plano

- RMSE

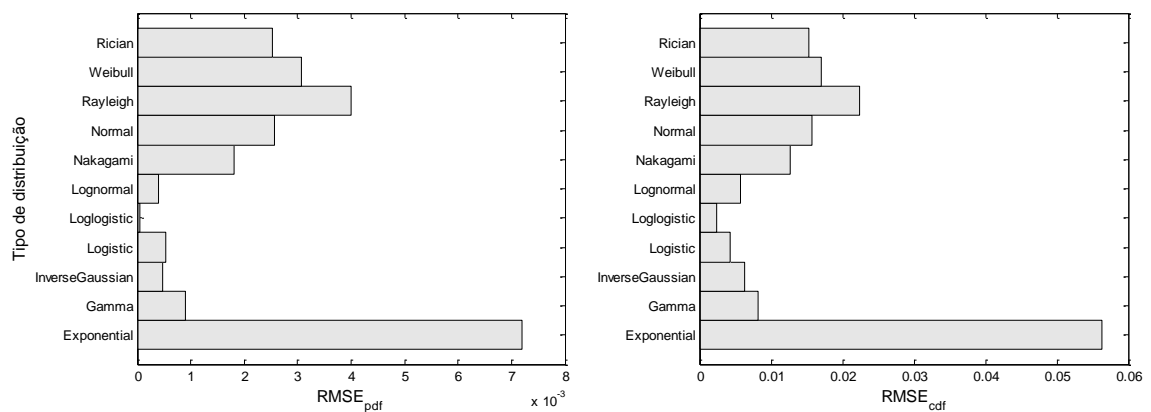


Figura 3.13 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P

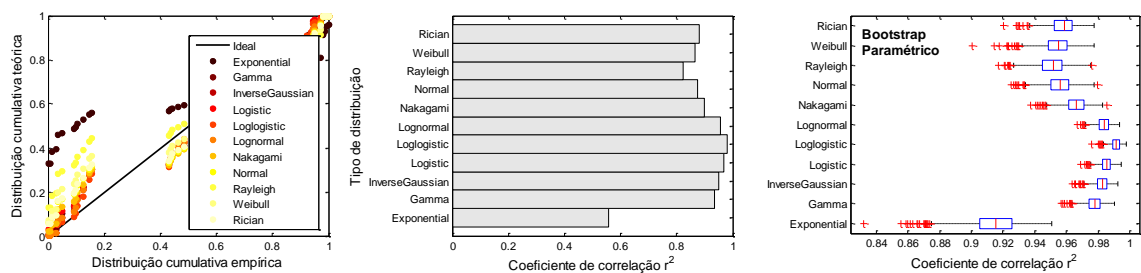


Figura 3.14 - Gráficos P-P relativos à distância entre pórticos fora do plano

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

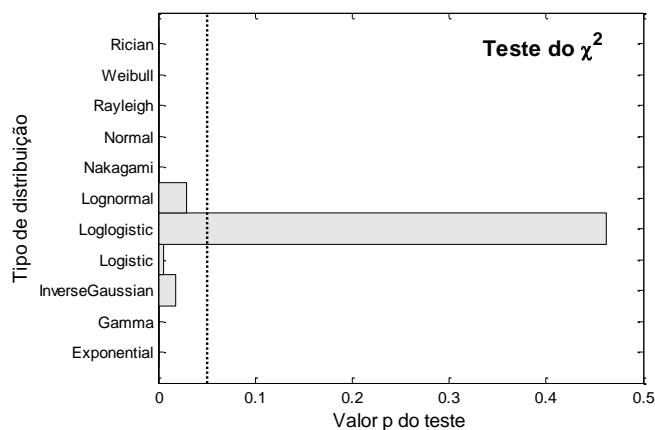


Figura 3.15 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição Loglogistic como sendo aquela que melhor se ajusta aos dados obtidos relativos à distância de pórticos.

- Relatório Comissão Europeia

Segundo o relatório da Comissão Europeia, a distância entre os pórticos consecutivos é, na maioria dos casos, delimitada entre 5 e 7 metros (cerca de 90%). Estes valores não estão em correspondência com os levantados dado que apenas 70% dos edifícios industriais apresentavam valores dentro desse intervalo. Além disso, cerca de 15% dos edifícios industriais têm uma distância entre pórticos inferior a 5 metros. Os 15 % restantes (> 7 metros) não se encontram em correspondência com o relatório da Comissão Europeia dado que este refere um valor de 10%.

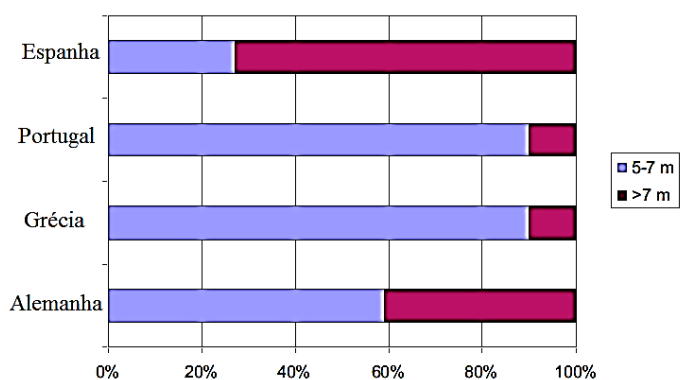


Figura 3.16 - Distância entre pórticos fora do plano segundo relatório da Comissão Europeia [63]

3.2.7. COMPRIMENTO DA VIGA CRÍTICA DO PÓRTICO NO PLANO

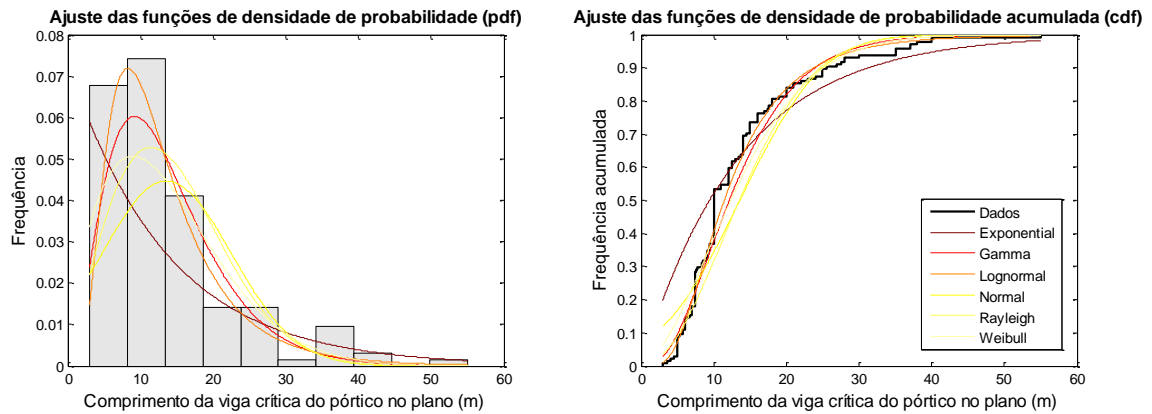


Figura 3.17 - Ajuste de distribuições para o comprimento da viga crítica no plano

- RMSE

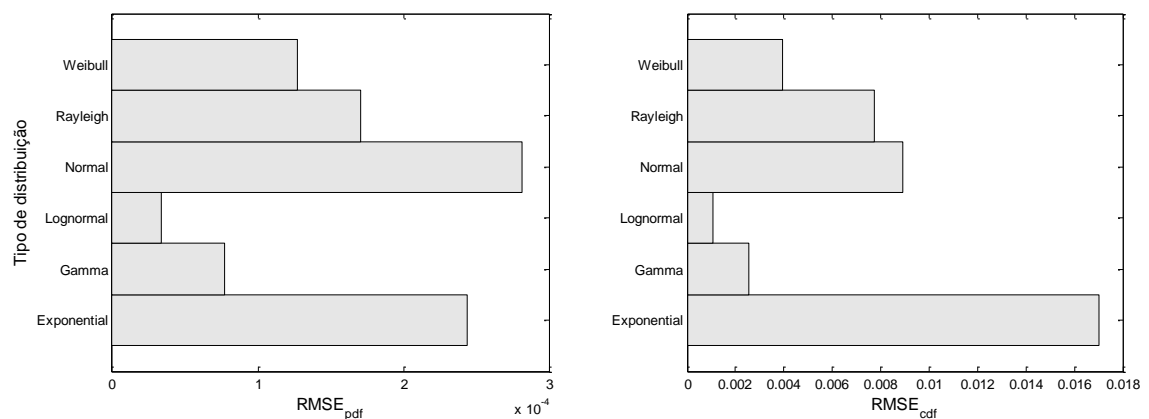


Figura 3.18 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P

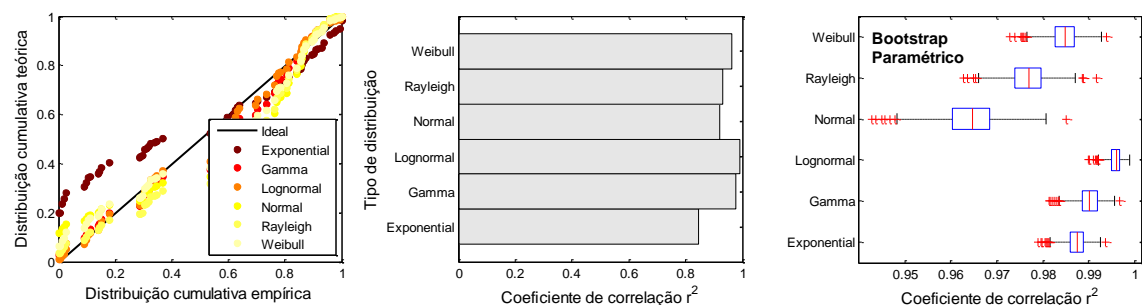


Figura 3.19 - Gráficos P-P relativos ao comprimento da viga crítica do pórtico no plano

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

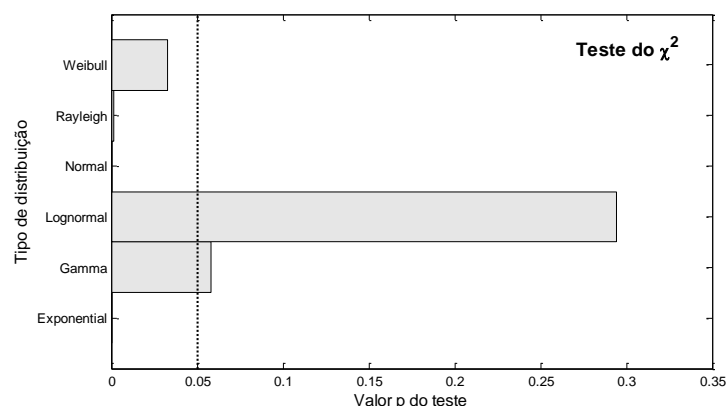


Figura 3.20 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição Lognormal como sendo aquela que melhor se ajusta aos dados obtidos relativos ao comprimento da viga crítica do pórtico no plano.

3.2.8. SECÇÃO DA VIGA CRÍTICA DO PÓRTICO NO PLANO

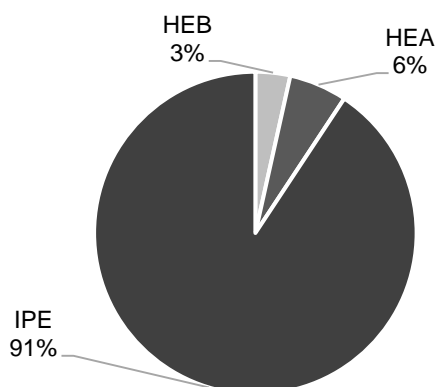


Figura 3.21 - Tipo de secção das vigas críticas do pórtico no plano

A grande maioria das secções das vigas críticas (91%) são do tipo IPE revelando-se assim este perfil metálico como sendo o mais usado na construção de pavilhões industriais.

O perfil IPE é o tipo de secção em I que oferece uma melhor relação entre a resistência à flexão e o peso próprio. Os Perfis H possuem uma maior largura dos banzos que lhes permite resistir a flexões maiores do que os perfis em I com a mesma altura, mas empregando muito mais material para resistência igual, pelo que só são utilizados em vigas quando existem limitações estritas de espaço disponível para a viga. Tal aspeto é confirmado pelos dados recolhidos.

3.2.9. ALTURA DA VIGA CRÍTICA DO PÓRTICO NO PLANO

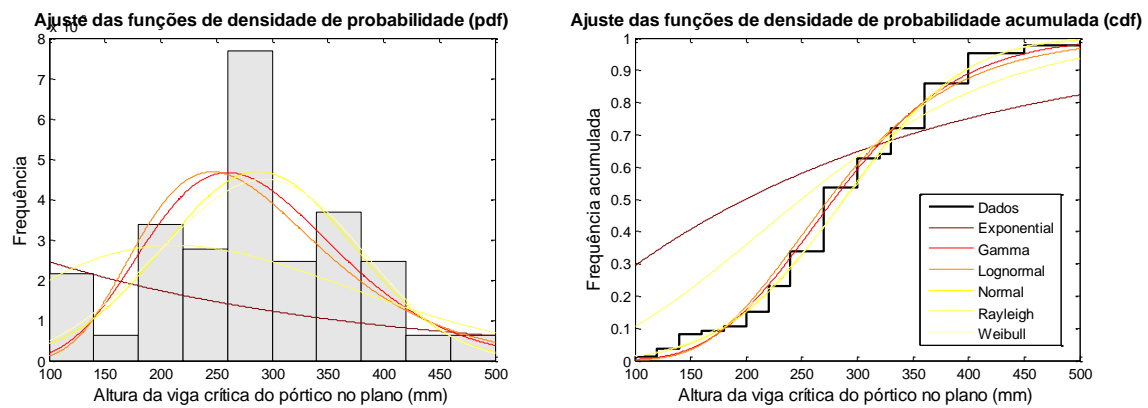


Figura 3.22 - Ajuste de distribuições para a altura da viga crítica do pórtico no plano

- RMSE

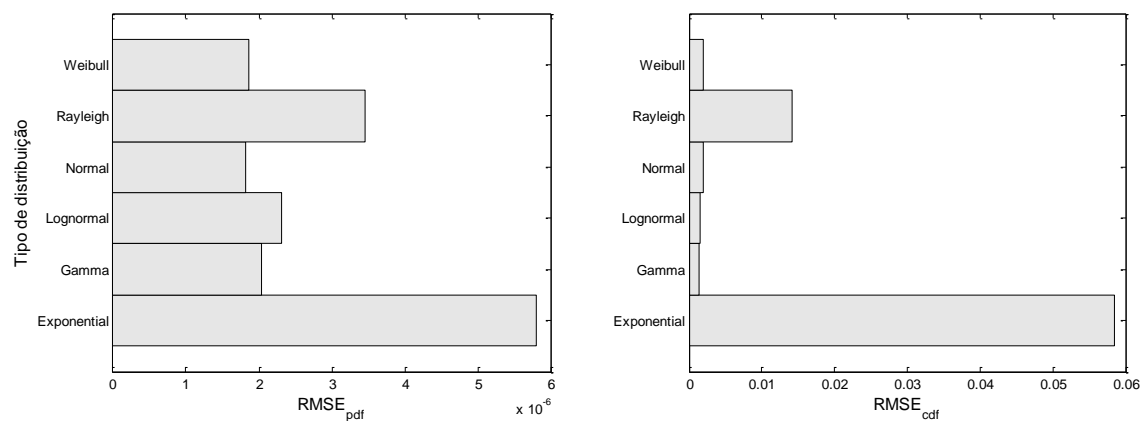


Figura 3.23 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P

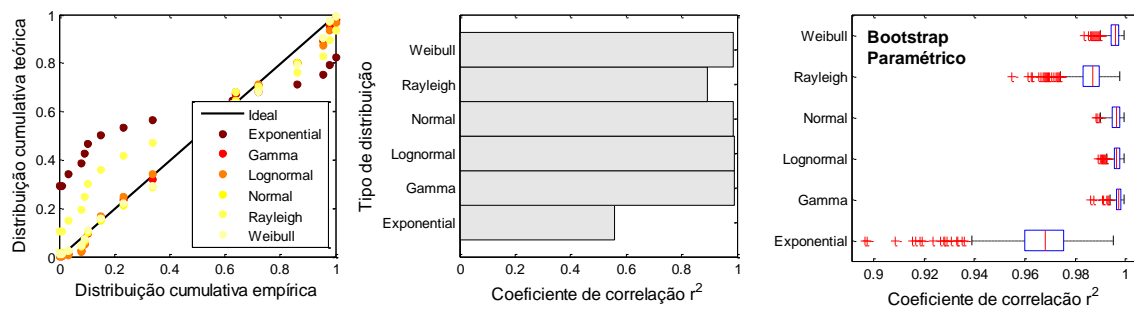


Figura 3.24 - Gráficos P-P relativos à altura da viga crítica do pórtico no plano

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

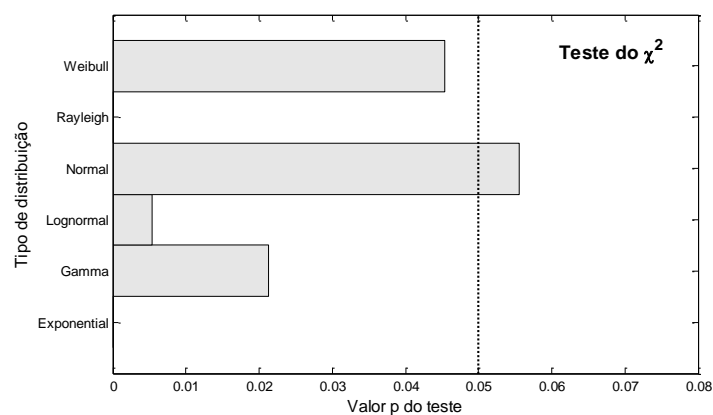


Figura 3.25 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição Normal como sendo aquela que melhor se ajusta aos dados obtidos relativos à altura da viga crítica do pórtico no plano.

3.2.10. TIPO DE AÇO ADOTADO

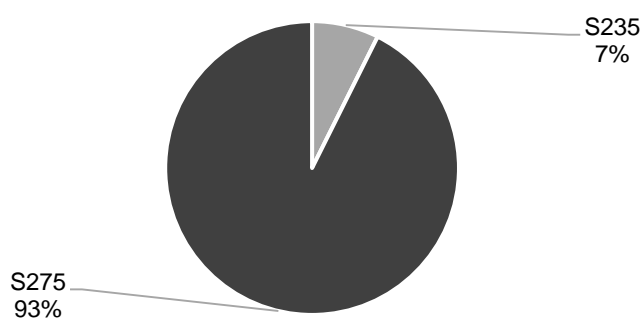
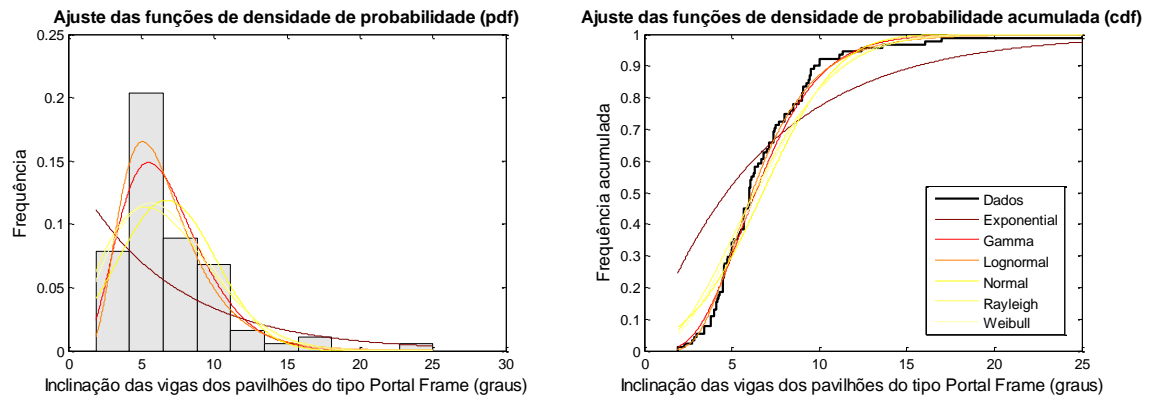


Figura 3.26 - Tipo de aço adotado

O uso de aço do tipo S275 é o mais utilizado em Portugal na construção de pavilhões industriais representando cerca de 93% dos casos analisados.

3.2.11. INCLINAÇÃO DAS VIGAS DOS PÓRTICOS DO TIPO PORTAL FRAME

Figura 3.27 - Ajuste de distribuições para a inclinação das vigas dos pórticos do tipo *Portal Frame*

- RMSE

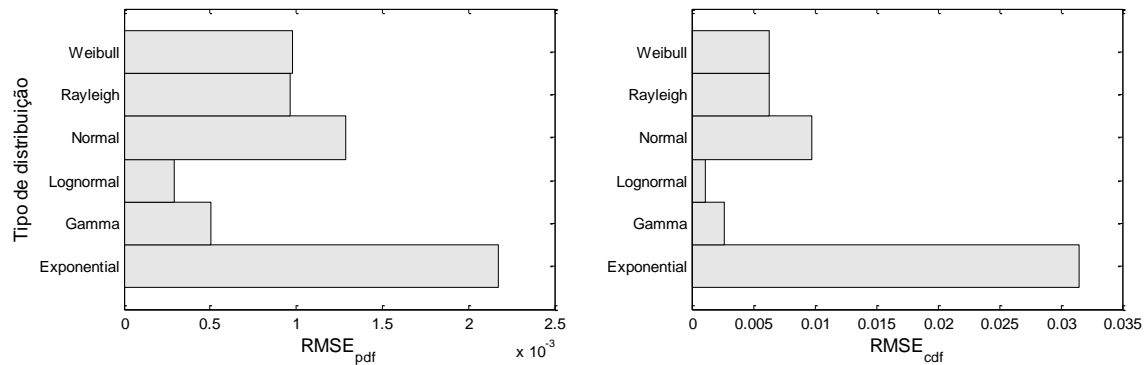
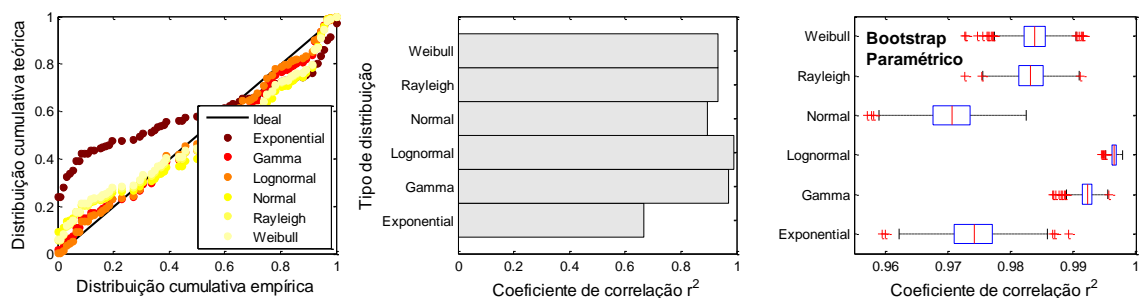


Figura 3.28 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P

Figura 3.29 - Gráficos P-P relativos à inclinação das vigas dos pórticos do tipo *Portal Frame*

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

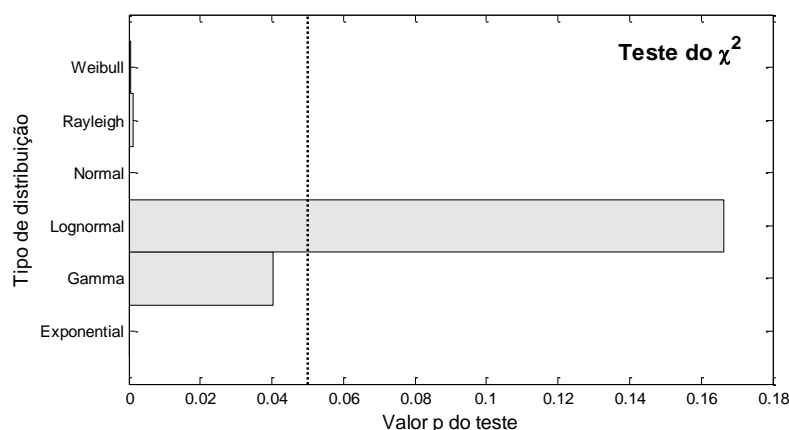


Figura 3.30 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição Lognormal como sendo aquela que melhor se ajusta aos dados obtidos relativos à inclinação das vigas dos pórticos do tipo *Portal Frame*.

- Relatório Comissão Europeia

O ângulo mais comum usado varia entre 6 ° e 12 °. Em países onde são esperados fortes nevões, são preferidas maiores inclinações da cobertura. O relatório da Comissão Europeia refere que 85% dos edifícios industriais apresentam inclinações entre 6° e 12° sendo que pelo levantamento efetuado, a percentagem é de 65%.

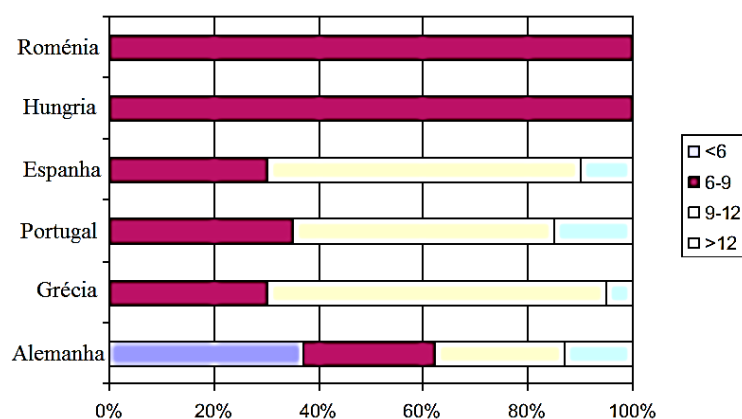


Figura 3.31 - Inclinação dos pórticos segundo relatório da Comissão Europeia [63]

3.2.12. ALTURA DO PILAR CRÍTICO DO PÓRTICO NO PLANO

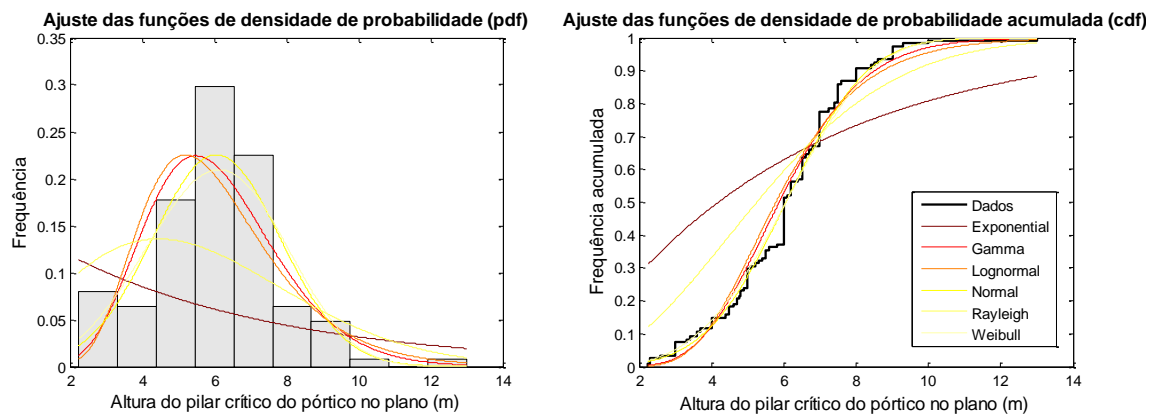


Figura 3.32 - Ajuste de distribuições para a altura do pilar crítico do pórtico no plano

- RMSE

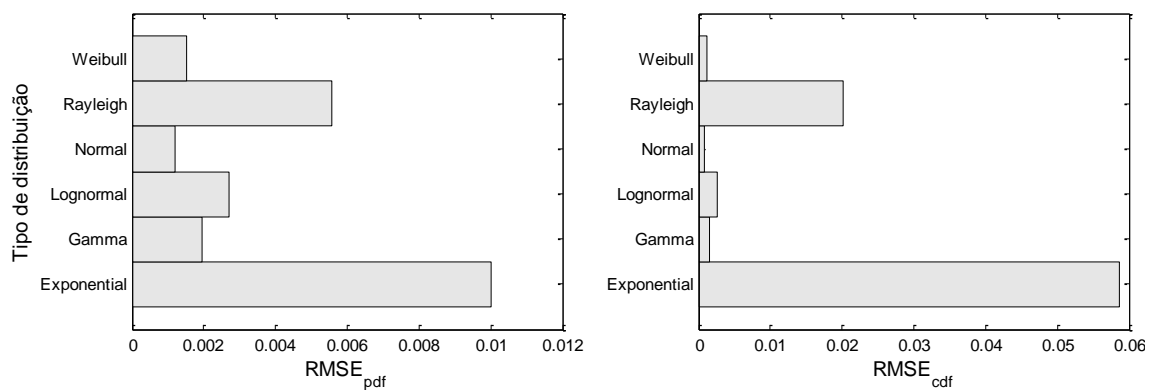


Figura 3.33 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P

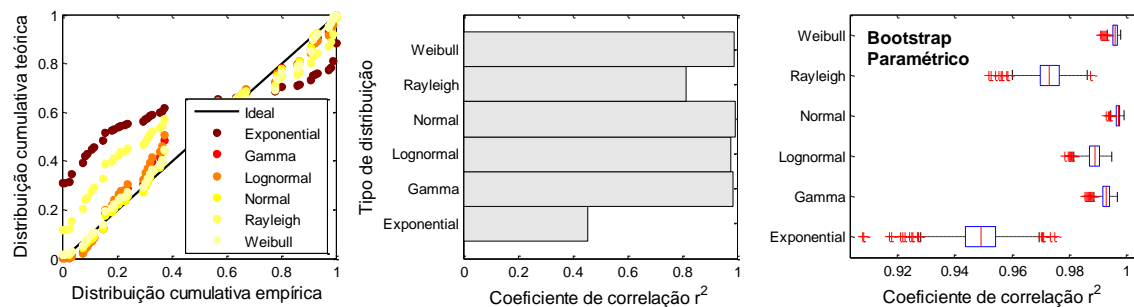


Figura 3.34 - Gráficos P-P relativos à altura do pilar crítico do pórtico no plano

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

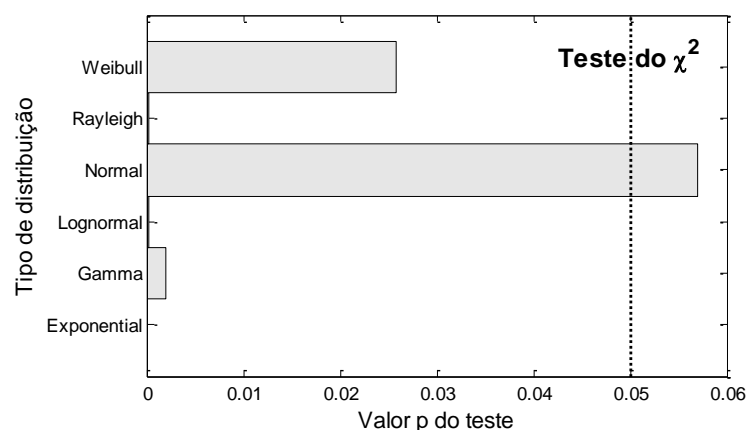


Figura 3.35 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição Normal como sendo aquela que melhor se ajusta para a altura do pilar crítico do pórtico no plano.

- Relatório Comissão Europeia

Segundo o relatório da Comissão Europeia, a altura dos pilares é geralmente de 6-8 metros (80%). No entanto, há casos em que, devido a uma atividade particular, é necessário um edifício mais alto, por exemplo, quando se utilizam pontes rolantes. Cerca 50% dos edifícios industriais analisados apresentavam uma altura entre 6-8 metros não estando por isso, mais uma vez, em concordância com o relatório.

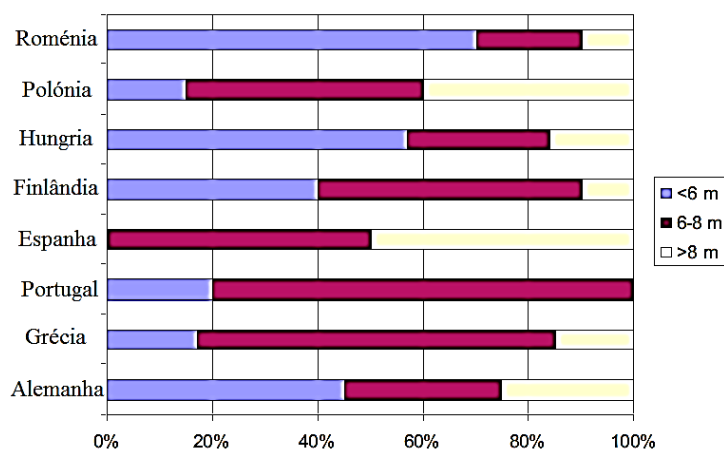


Figura 3.36 - Altura do pilar crítico do pórtico no plano segundo relatório da Comissão Europeia [63]

3.2.13. TIPO DE SECÇÃO DOS PILARES CRÍTICOS DO PÓRTICO NO PLANO

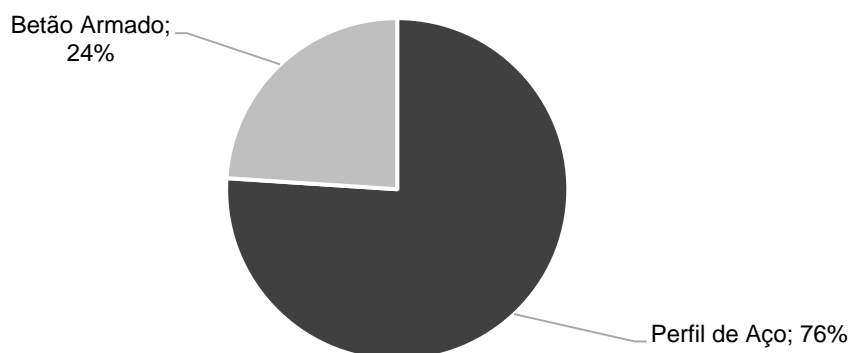


Figura 3.37 - Tipos de pilares adotados nos pórticos no plano

O recurso a pilares de betão armado acontece principalmente em casos em que existe mais de um piso. No entanto verificou-se que em construções mais antigas a construção de pavilhões metálicos baseava-se em pilares de betão armado e cobertura metálica.

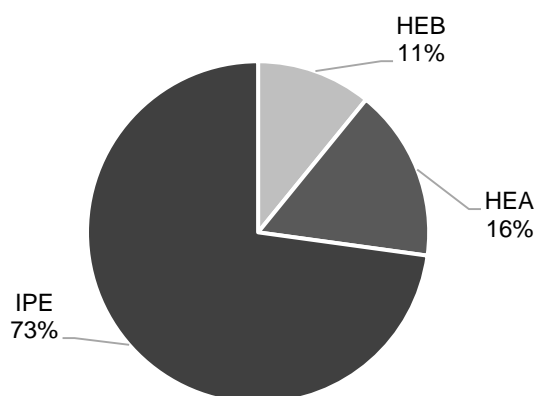


Figura 3.38 - Tipo de secção dos pilares críticos do pórtico no plano

Os perfis em I oferecem uma maior resistência à flexão perante os esforços horizontais, atuando na direção da alma. Nos perfis em H, ambas as resistências estão equilibradas. O facto de nos pavilhões industriais existirem áreas de contacto diferentes nas duas direções implica que não seja necessários a mesma resistência à ação do vento sendo por isso mais usados os tipos de perfil IPE.

3.2.14. CARACTERÍSTICAS DA LARGURA DA SECÇÃO DE BETÃO DO PILAR

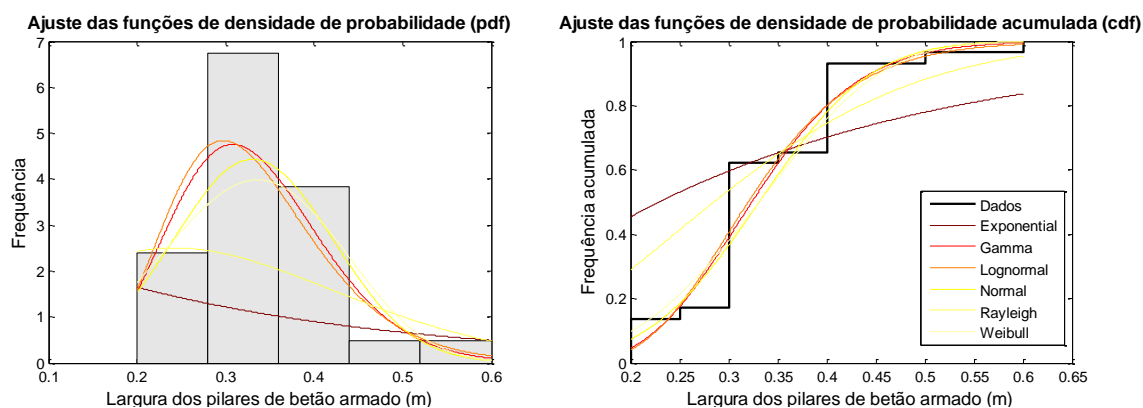


Figura 3.39 - Ajuste de distribuições para a largura da secção de betão do pilar

- RMSE

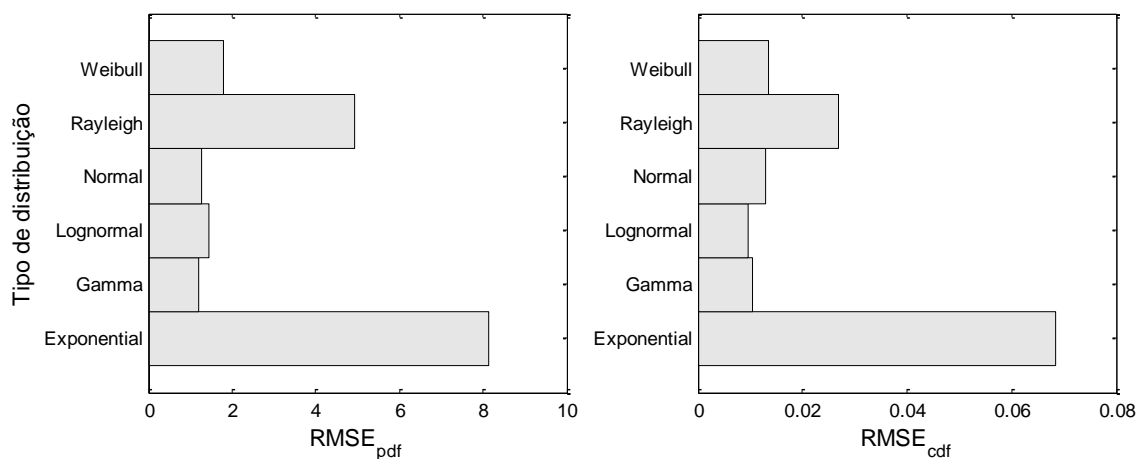


Figura 3.40 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P

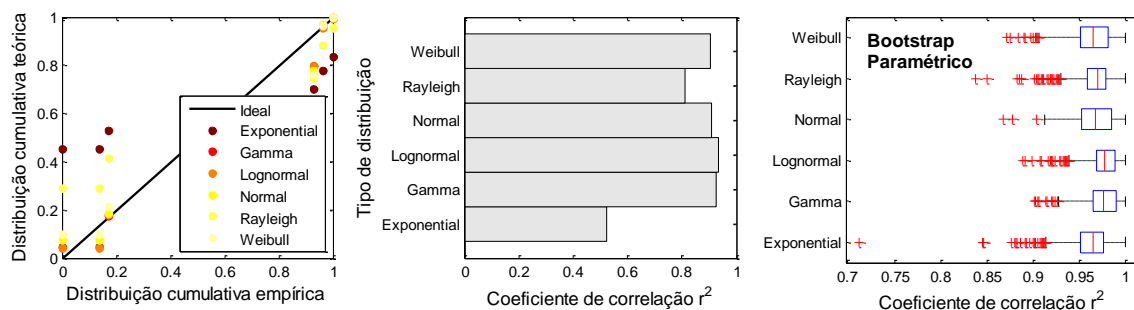


Figura 3.41 - Gráficos P-P relativos à largura da secção de betão do pilar

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

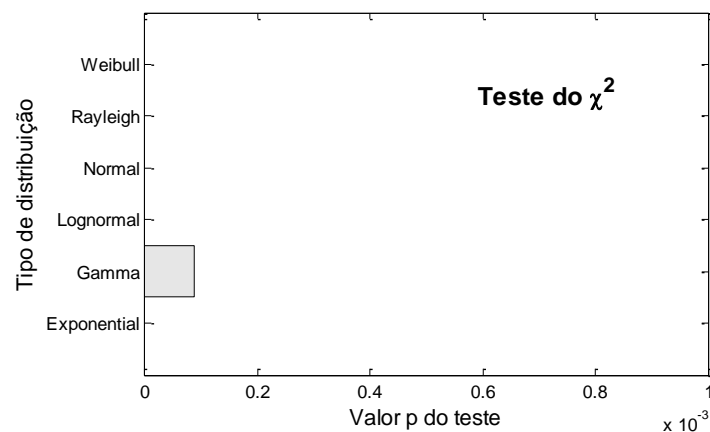


Figura 3.42 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição Gamma como sendo aquela que melhor se ajusta aos dados obtidos relativos à largura da secção de betão do pilar.

3.2.15. CARACTERÍSTICAS DA ALTURA DA SECÇÃO DE BETÃO DO PILAR

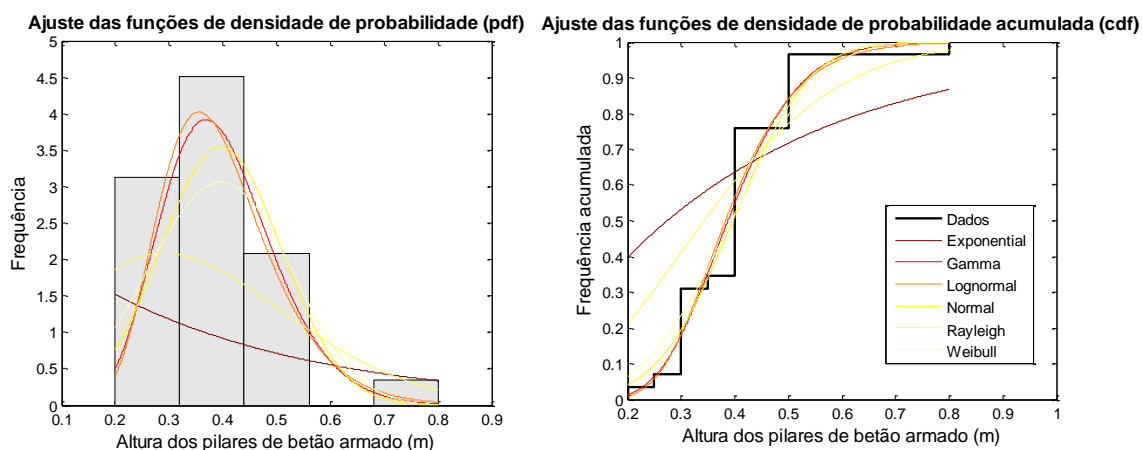


Figura 3.43 - Ajuste de distribuições para a altura da secção de betão do pilar

- RMSE

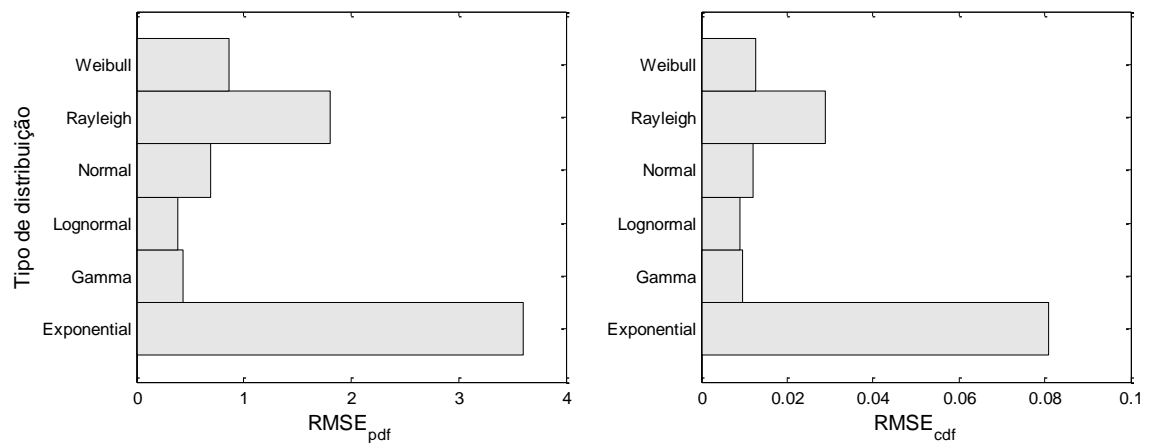


Figura 3.44 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P

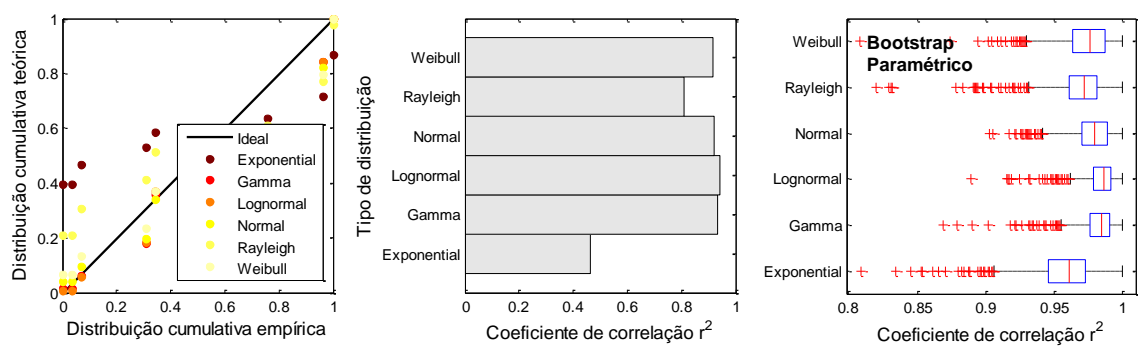


Figura 3.45 - Gráficos P-P relativos à altura da secção de betão do pilar

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

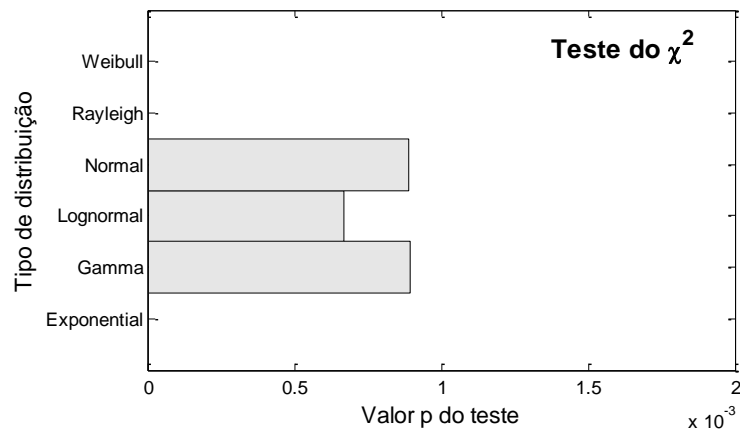


Figura 3.46 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição Gamma como sendo aquela que melhor se ajusta aos dados relativos à altura da secção de betão do pilar.

3.2.16. Características da secção de aço do pilar

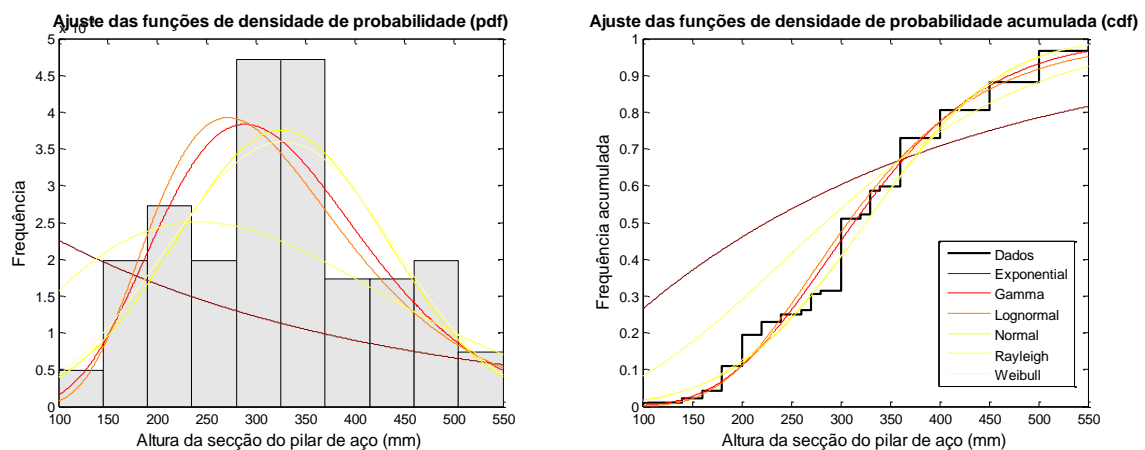


Figura 3.47 - Ajuste de distribuições para a secção de aço do pilar

- RMSE

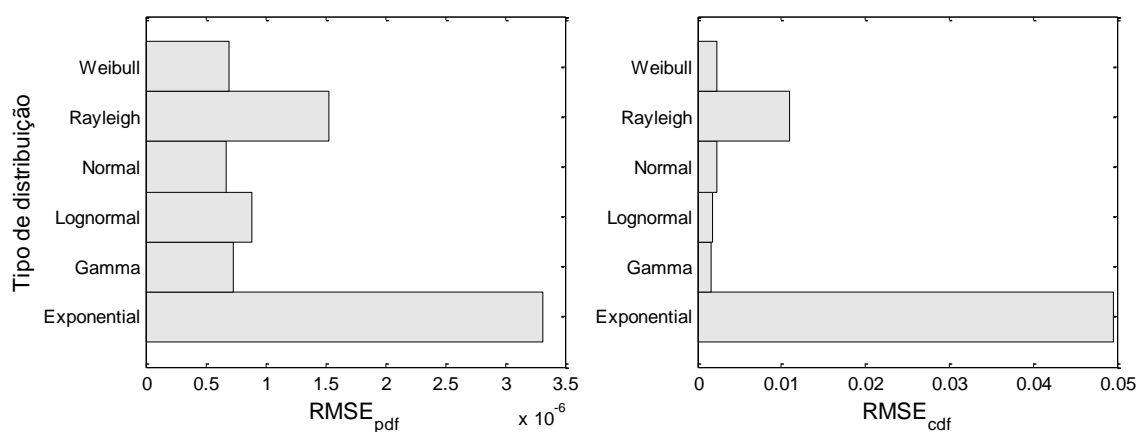


Figura 3.48 - RMSE associado a cada distribuição

- Gráficos P-P

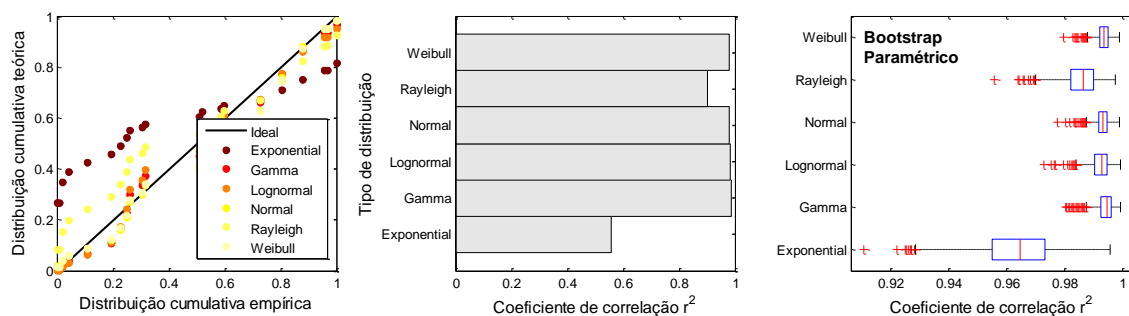


Figura 3.49 - Gráficos P-P relativos à secção de aço do pilar

- Teste de hipótese do chi-quadrado, χ^2

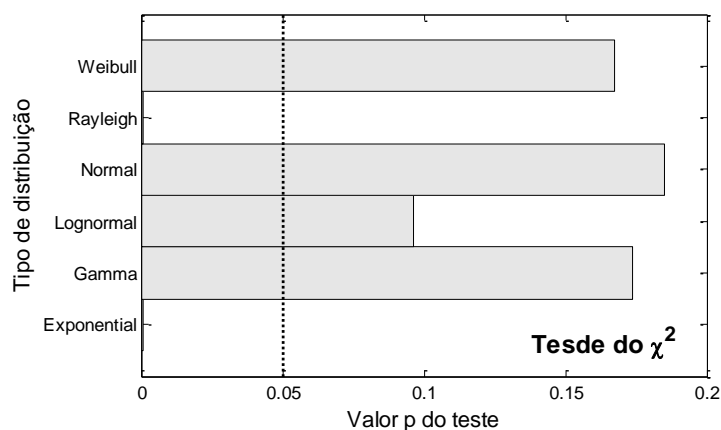


Figura 3.50 - Teste de hipótese do chi-quadrado

Os resultados anteriores suportam a distribuição Normal como sendo aquela que melhor se ajusta aos dados obtidos relativos à secção de aço do pilar.

3.2.17. Resistência do betão à compressão e de cedência do aço dos pilares de betão armado

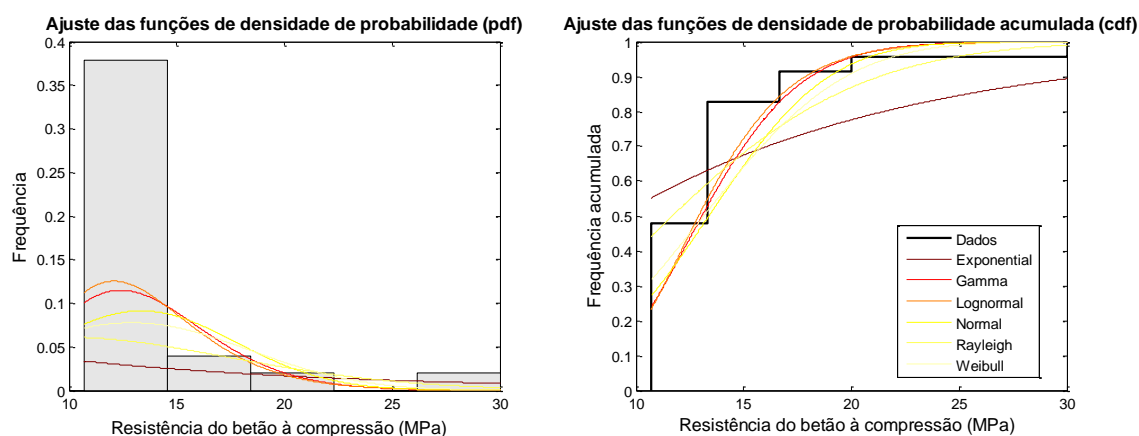


Figura 3.51 - Ajuste de distribuições para a resistência do betão à compressão dos pilares de betão armado

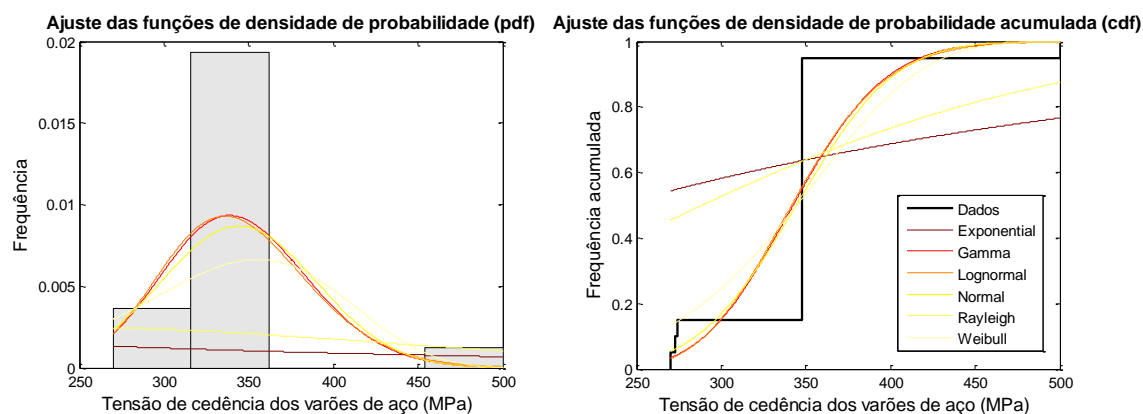


Figura 3.52 - Ajuste de distribuições para a resistência de cedência do aço dos pilares de betão armado

Uma vez que os dados levantados não são suficientes para obter um bom ajuste, optou-se por adotar as distribuições propostas por Silva et al [13]. Note-se que os valores médios dos dados levantados são semelhantes aos propostos por Silva et al [13].

3.2.18. TIPO DE SISTEMA ESTRUTURAL

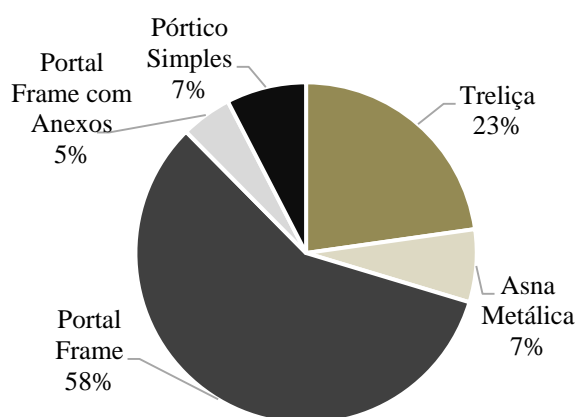


Figura 3.53 - Tipo de sistema estrutural

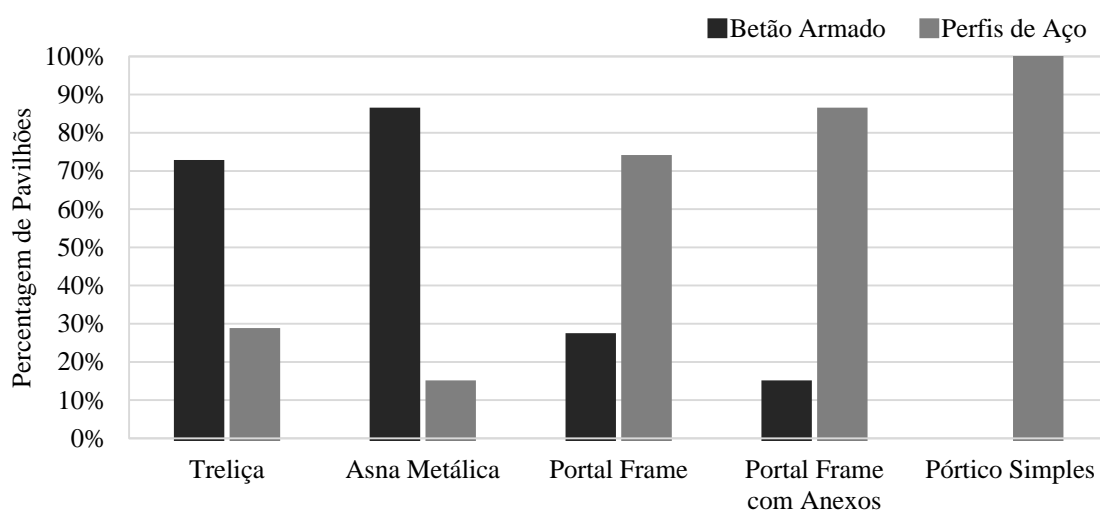


Figura 3.54 - Tipos de pilares adotados por sistema estrutural

O *Portal Frame* é a tipologia mais usada dada a sua simplicidade estrutural (58%). No caso do *Portal Frame* com anexos é importante referir que o comprimento da viga do anexo varia entre 6 a 10 metros e segue a mesma inclinação que o pórtico principal. O uso de treliça é também muito frequente (23%) sendo que esta tipologia é mais usada para vãos maiores.

É interessante observar que o uso de pilares de betão armado aparece muito nos casos do uso de treliças e asnas metálicas. De facto, maiores vãos e cargas nestas duas tipologias estruturais implica um afastamento do uso de pilares metálicos suscetíveis à encurvadura.

3.2.19. TIPO DE COBERTURA

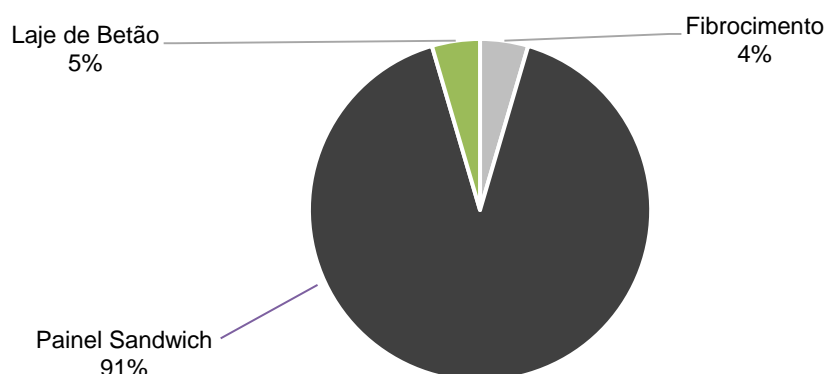


Figura 3.55 - Tipo de cobertura

O painel sandwich é o mais usado em Portugal (91%) e apresenta ser uma solução económica e eficiente.

3.2.20. REVESTIMENTO LATERAL

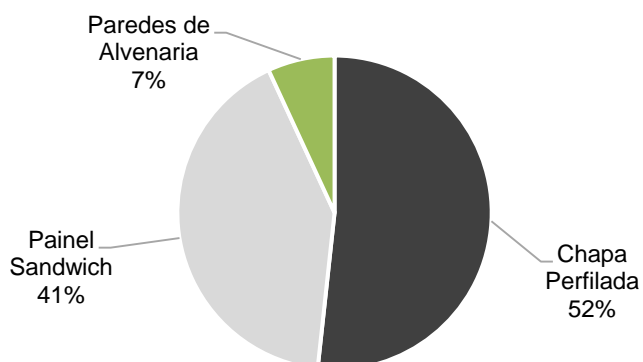


Figura 3.56 - Tipo de revestimento lateral

A nível do revestimento lateral o uso de chapa perfilado (52%) e painel sandwich (41%) apresentam-se com sendo o mais frequente.

- Relatório Comissão Europeia

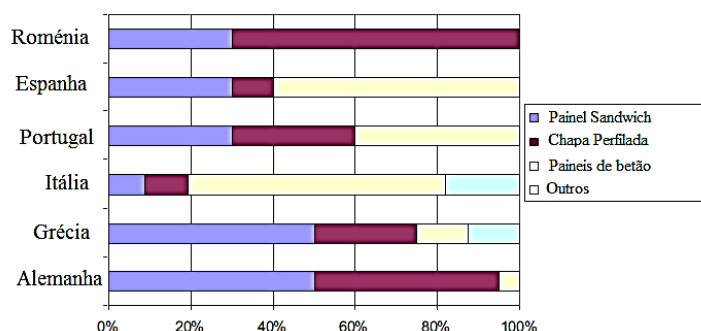


Figura 3.57 - Tipo de revestimento lateral segundo relatório da Comissão Europeia [63]

O relatório da Comissão Europeia apresenta como um dos principais revestimentos laterais os painéis de betão sendo que no levantamento efetuado isso não foi verificado. No entanto é importante referir que este levantamento foi local e não representa o panorama nacional.

3.2.21. MADRES METÁLICAS

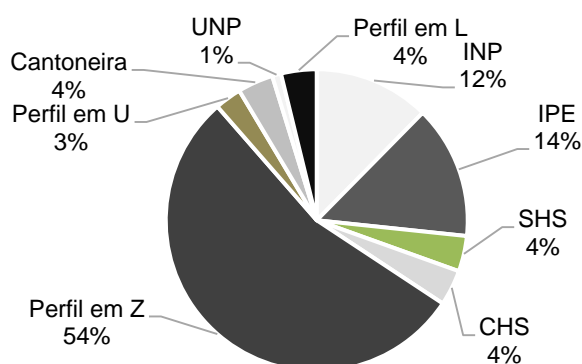


Figura 3.58 - Tipo de secção das madres metálicas

Existe uma grande variedade de tipo de madres metálicas usadas sendo que os perfis em Z são os mais recorrentes.

3.2.22. QUADRO RESUMO DAS DISTRIBUIÇÕES

Como forma de síntese, na tabela 3.1 está representado um resumo relativo ao ajuste de distribuições de probabilidade às diferentes características geométricas e mecânicas

Tabela 3.1 - Quadro resumo das distribuições

Parâmetro	Símbolo	Distribuição	Média	CoV	A ³	B ³
Número de pórticos	N_p	Log-normal	8.21	23%	2	40
Distância entre pórticos (m)	D_p	Log-logística	5.60	8%	2	20
Comprimento das vigas (m)	L_v	Log-normal	11.46	23%	-	-
Altura do perfil de aço das vigas (mm)	d_v	Normal	288.14	30%	-	-
Inclinação das vidas dos pavilhões do tipo Portal Frame (graus)	θ_v	Log-normal	6.16	24%	1.5	25
Altura dos pilares (mm)	H_c	Normal	6.06	29%	2	13
Largura da secção de betão armado dos pilares (m)	b_c	Gamma	0.33	26%	0.2	0.6
Altura da secção de betão armado dos pilares (m)	h_c	Gamma	0.40	26%	0.2	0.8
Altura do perfil de aço dos pilares (mm)	d_c	Normal	325.66	33%	-	-
Resistência do betão à compressão (MPa)	f_c	Gamma ¹	16.70	50%	2	40
Tensão de cedência dos varões de aço (MPa)	f_y	Normal ²	371.10	24%	-	-

^{1 2} Valores obtidos a partir de Silva et al [13] por falta de dados suficientes para se obter um bom ajuste. Ainda assim no presente trabalho obtiveram-se valores médios e de coeficiente de variação da resistência à compressão do betão de 13.37 MPa e 33%, respetivamente.

³ A e B indicam os limites máximo e mínimo de truncatura da distribuição, respetivamente.

Os restantes parâmetros encontram-se definidos de forma discreta.

3.2.23. CORRELAÇÃO ENTRE AS VÁRIAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

Uma forma bastante fácil de analisar simultaneamente a associação entre diferentes variáveis é o uso de uma matriz de correlação (Tabela 3.2). São apresentados também alguns gráficos demonstrativos da correlação (Figuras 3.59 e 3.6) bem como a Tabela 3.3 que permite a interpretação da matriz de correlação.

Tabela 3.2 - Correlação entre as várias variáveis aleatórias

	N_p	D_p	L_v	d_v	θ_v	H_c	b_c	h_c	d_c
N_p	1.00	-0.11	0.25	0.28	-0.15	0.26	-0.14	0.07	0.33
D_p		1.00	0.26	0.30	0.05	0.15	0.31	0.60	0.23
L_v			1.00	0.62	-0.16	0.21	0.19	0.17	0.18
d_v				1.00	0.00	0.37	-0.06	0.13	0.63
θ_v					1.00	0.03	0.53	0.25	-0.18
H_c						1.00	0.25	0.40	0.49
b_c							1.00	0.66	-
h_c								1.00	-
d_c									1.00

Pela análise da matriz de correlação podem retirar-se algumas conclusões com base na tabela 3.3:

- 1) A distância entre pórticos está associada às características dos pilares de betão armado. À medida que a distância entre pórticos aumenta, aumentará a capacidade resistente do pórtico;
- 2) O comprimento da viga está, como esperado, associada à altura da viga de aço;
- 3) A altura da viga de aço está altamente correlacionada com a altura do pilar de aço;
- 4) A inclinação aumenta com o aumento na largura do pilar de betão. Poderá fazer sentido visto que o aumento da inclinação aumenta o nível de esforço axial nos pilares;
- 5) O aumento da altura dos pilares conduz a um aumento na altura das secções.

A tabela 3.3 permite tirar conclusões quanto ao quão forte ou fraca é a correlação. A análise da correlação dos resultados obtidos neste trabalho foram analisados tendo em conta esta tabela.

Tabela 3.3 - Descrição coeficientes de correlação

Coeficiente de correlação	Descrição correlação
0.0-0.1	muito pequeno, não substancial, minúsculo, praticamente zero
0.1-0.3	pequeno, baixa
0.3-0.5	moderada, média
0.5-0.7	grande, alta
0.7-0.9	muito grande, muito alta
0.9-1	perfeita ou quase perfeita

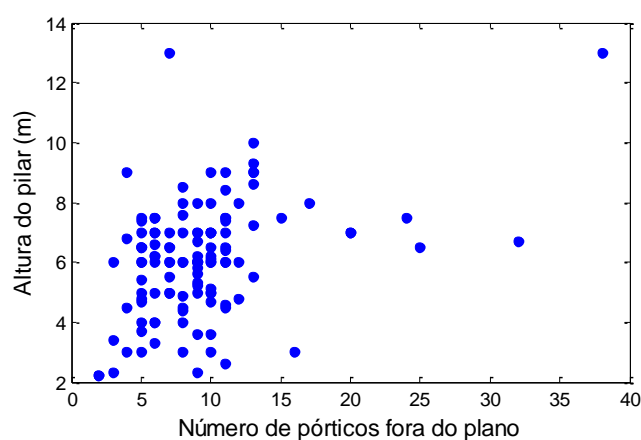


Figura 3.59 - Correlação entre a altura do pilar e o número de pórticos fora do plano

A correlação entre a altura do pilar e o número de pórticos fora do plano corresponde a um valor de 0.26 sendo que se pode considerar uma correlação baixa entre estes dois parâmetros.

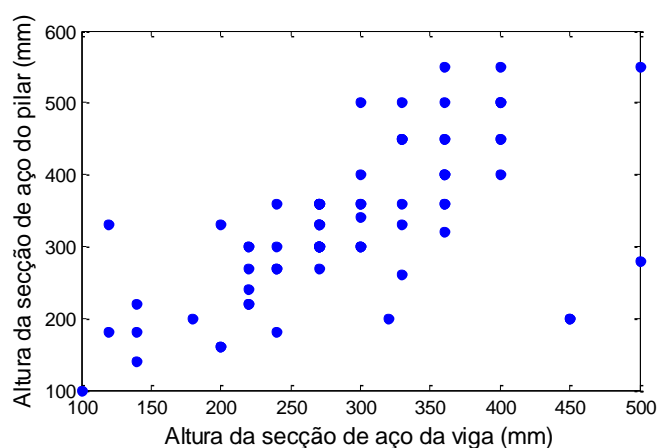


Figura 3.60 - Correlação entre a altura da secção de aço do pilar e a altura da secção de aço da viga

A correlação entre a altura da secção de aço do pilar e a altura da secção de aço da viga permitiu obter um valor de 0.63 correspondendo a uma correlação alta. Esta correlação vem provar que existe uma considerável associação entre estas duas características geométricas.

3.3. DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE ESTRUTURAS METÁLICAS DO TIPO PORTAL FRAME

Como referido no Capítulo 2, um modelo de exposição é caracterizado pela distribuição espacial do valor (económico ou humano) dos elementos expostos à ação sísmica sendo que poderá conter informação sobre a localização dos elementos, tipo de ocupação, existência de bens económicos, a taxa de ocupação, o valor histórico/cultural, entre outros. Risco sísmico em Portugal Nas figuras seguintes são apresentados alguns exemplos relacionados com o uso da superfície do solo a nível nacional (Figura 3.61) no caso de pavilhões industriais em função do tipo de atividade exercida.

Estes modelos para o território nacional são muito importantes na medida em que permitem perceber os locais e setores mais afetado pela ocorrência de um sismo e a sua influência no comportamento socio-económico nacional. No que respeita ao cálculo do risco sísmico bem como às perdas associadas, estes modelos são essenciais na descrição do número de edifícios expostos.

Os mapas foram obtidos em ArcGIS através de um levantamento de informação do INE (Instituto Nacional de Estatística).

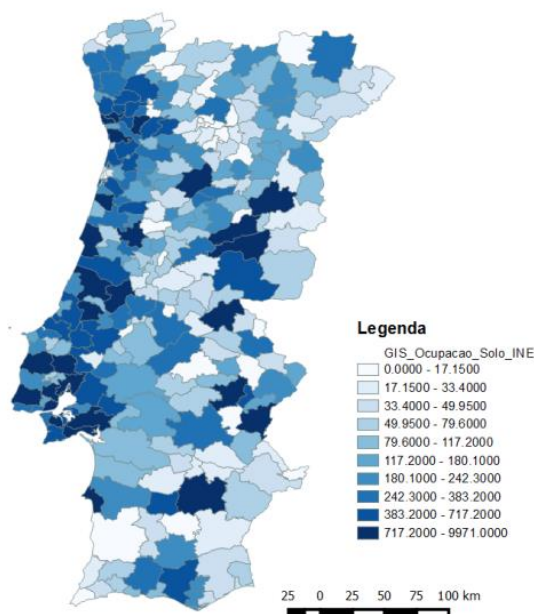


Figura 3.61 – Superfície de uso industrial do solo identificados no PMOT (ha)

As Figuras 3.62 e 3.63 referem-se a modelos de exposição para empresas do setor industrial, comércio e transportes a nível nacional. Pode constatar-se que a maior concentração de empresas destes setores se verifica nas zonas da cidade do Porto e Lisboa. É compreensível tal facto dado que se tratam duas grandes cidades em zonas costeiras. Desse modo as empresas têm tendência a crescer nestes locais mais propícios a uma boa oferta e procura.

O facto de a zona de Lisboa ser das zonas de maior perigosidade sísmica em Portugal faz com que seja necessária uma maior atenção no que se refere à proteção deste tipo de empresas. A ocorrência de um sismo, como o de 1755, traria graves consequências ao nível do comércio, transportes e setor industrial sendo que afetaria não só a cidade de Lisboa mas como a economia e mobilidade a nível nacional.

É interessante observar que a percentagem do número de empresas do setor industrial, de comércio e transportes em relação ao número total de empresas é bastante elevado na zona metropolitana do Porto.

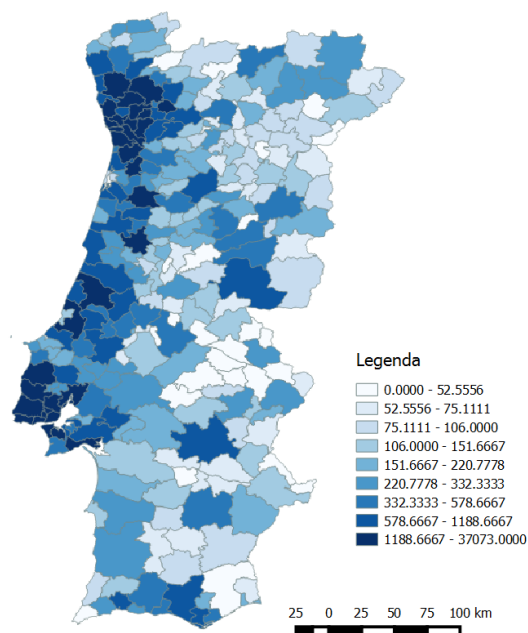


Figura 3.62 – Número de empresas do setor industrial, comércio e transportes

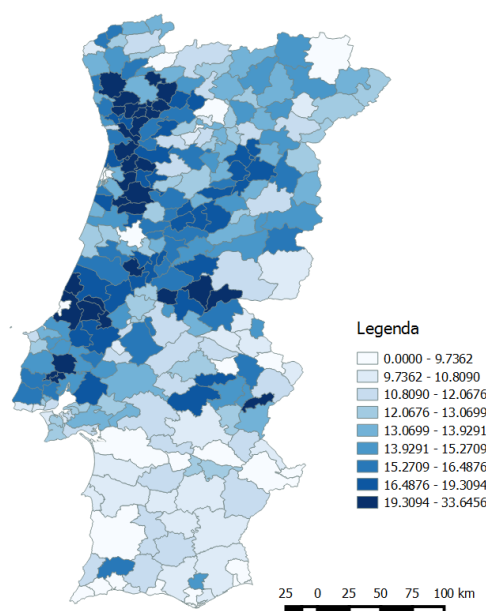


Figura 3.63 – Percentagem do número de empresas do setor industrial, de comércio e transportes em relação ao número total de empresas (%)

Na figura 3.64 é descrito o número de empresas associadas às indústrias extrativas (minérios metálicos, minérios para construção, minérios industriais e águas) sendo que o modelo de exposição

apresentado permite perceber os locais mais críticos em Portugal. Na zona norte e a zona centro costeira apresentam o maior número de empresas deste setor. Em Portugal, a evolução da indústria extrativa fez aumentar os valores de importação devido aos preços competitivos no mercado internacional e a existência de compradores interessados. Desta forma este setor é muito importante para o desenvolvimento da economia nacional.

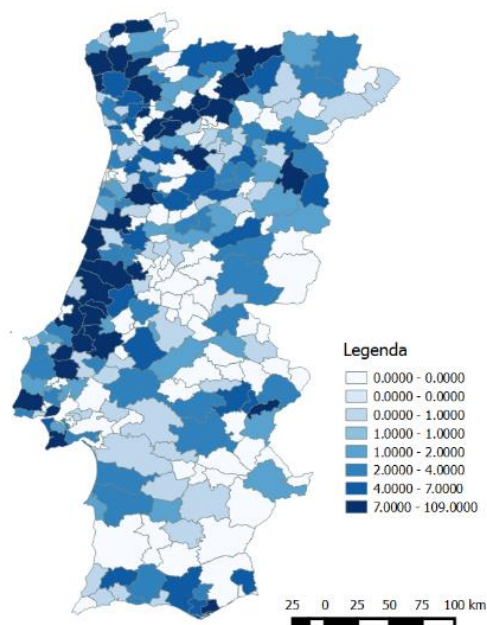


Figura 3.64 – Número de empresas associadas às indústrias extrativas

No que se refere às empresas ligadas às indústrias alimentares, de bebida e de tabaco (figura 3.65), o modelo de exposição permite perceber que as zonas costeiras possuem as maiores concentrações nomeadamente as zonas metropolitanas de Lisboa e Porto. A afetação destas empresas tem graves consequências a nível nacional dado a possível perda ou interrupção do funcionamento normal, principalmente, no que se refere às indústrias de alimentação e bebida.

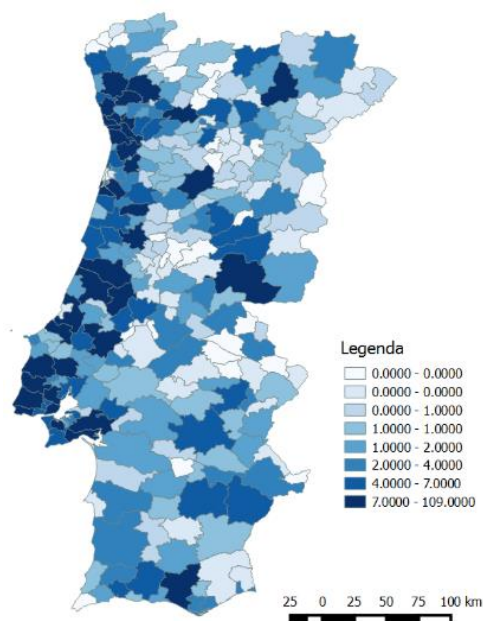


Figura 3.65 – Número de empresas associadas às indústrias alimentares, de bebida e de tabaco

O modelo de exposição referente às indústrias têxtil, do vestuário e couro (Figura 3.66) permite observar uma grande concentração destas empresas na zona norte costeira do país. Sendo estas indústrias muito importantes para o crescimento da economia é de fácil perceção o seu papel no bom funcionamento do mercado nacional.

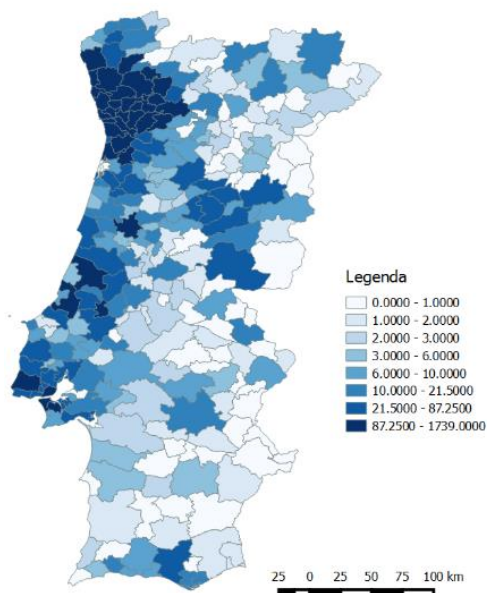


Figura 3.66 – Número de empresas associadas às indústrias têxtil, do vestuário e couro

As empresas associadas à produção de madeira, da cortiça, da pasta de papel e mobiliário (Figura 3.67) concentram-se principalmente na zona costeira do país. Estas, têm também um papel decisivo na economia de Portugal e portanto é bastante importante a análise da sua exposição ao risco.

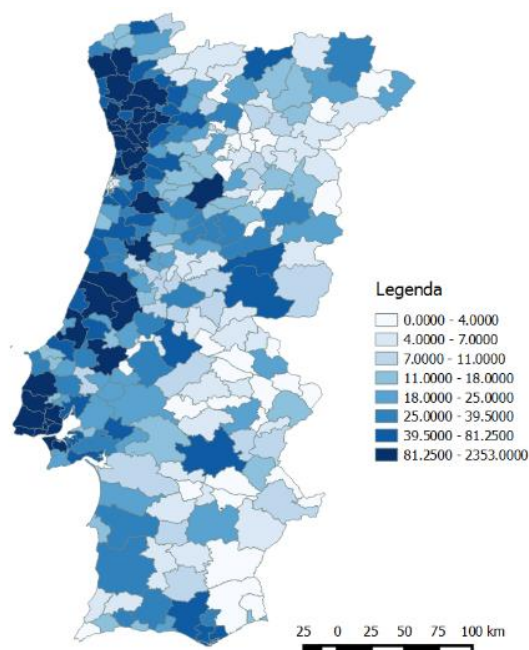


Figura 3.67 – Número de empresas associadas às de madeira, da cortiça, da pasta de papel e mobiliário

Como se tem observado na maioria dos casos, a maior concentração de empresas é nas zonas metropolitanas de Porto e Lisboa. O modelo de exposição referente ao número de empresas associadas às indústrias de produtos petrolíferos, químicos e farmacêuticos (Figura 3.68) segue o mesmo princípio. Estes setores, não só têm importância a nível económico como também a nível da saúde e da possibilidade de ocorrência de acidentes químicos ou explosões caso sejam afetados pela ocorrência de um sismo.

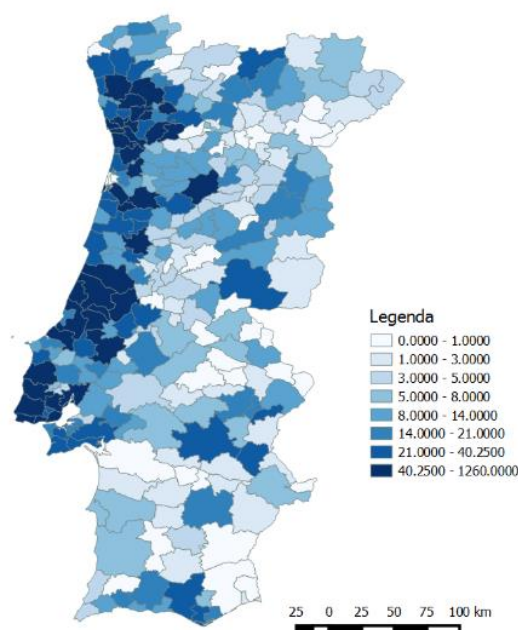


Figura 3.68 – Número de empresas associadas às indústrias de produtos petrolíferos, químicos e farmacêuticos

O modelo de exposição das indústrias metalúrgicas e metalomecânica (Figura 3.69) demonstra uma grande concentração de empresas na zona litoral entre Lisboa e Porto. Como em todos os modelos anteriormente referidos, a destruição e dano dos equipamentos associados a este setor levam a elevadas perdas económicas.

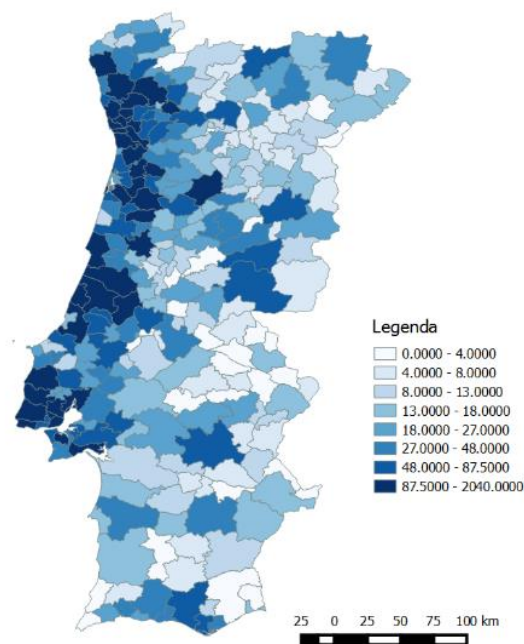


Figura 3.69 – Número de empresas associadas às indústrias metalúrgicas e metalomecânica

O modelo de exposição das empresas associadas à fabricação de equipamentos e automóveis (Figura 3.70) demonstra uma grande concentração de empresas na zona litoral entre Lisboa e Porto. O dano ou perda destes setores tem consequências, não só a nível económico, mas também ao nível da não existência de equipamentos importantes necessários num cenário pós-sismo.

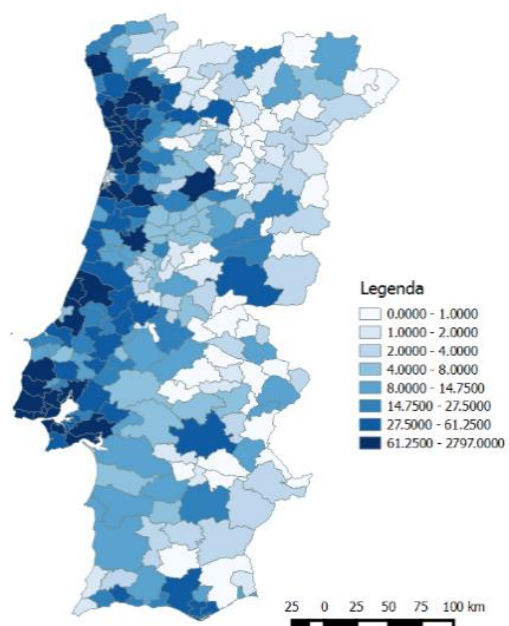


Figura 3.70 – Número de empresas associadas à fabricação de equipamentos e automóveis

4

AVALIAÇÃO DE FRAGILIDADE DE ESTRUTURAS DO TIPO PORTAL FRAME

4.1. FRAGILIDADE ESTRUTURAL

4.1.1. INTRODUÇÃO

O objetivo deste capítulo passa pelo cálculo da fragilidade e risco sísmico de um pórtico metálico do tipo *portal frame*.

O *portal frame* é uma estrutura composta por pilares e travessas horizontais ou inclinadas onde se utilizam rigidificadores nas suas ligações, que consistem na colocação de outro perfil cortado de forma triangular (Figura 4.1). Esta tipologia de pórticos metálicos é frequentemente usado em pavilhões industriais.

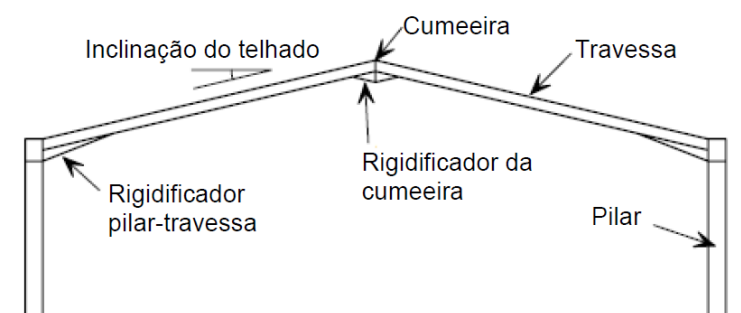


Figura 4.1 - Elementos constituintes de um *portal frame* [66]

Relativamente ao *portal frame* em análise são calculadas as curvas de capacidade do pórtico metálico para dois casos distintos, *portal frame* encastrado e *portal frame* bi-articulado. Essas curvas são obtidas através de análises *pushover* e análises dinâmicas. O objetivo destas análises passou por calcular a resistência basal máxima do pórtico e comparar com a força sísmica regulamentar de modo a perceber se o *portal frame*, não dimensionado à ação sísmica, possui resistência suficiente para resistir a um sismo.

As curvas de fragilidade foram obtidas segundo dois critérios de deformação distintos, baseado no controlo de *drifts* de acordo com a Norma Americana ASCE41-06 [67] e baseado no controlo das rotações plásticas de acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8 [68].

O cálculo do risco sísmico foi definido em termos de frequência média anual e determinado segundo a metodologia do SAC/FEMA [69] [70]. Neste cálculo são considerados os critérios de *drifts* entre pisos e rotações plásticas.

4.1.2. DESCRIÇÃO DO PÓRTICO METÁLICO E SUA MODELAÇÃO

O pórtico em análise foi dimensionado por Oliveira [66] e possui 20m de vão, 5m de altura (pilar) e uma inclinação da cobertura de 10% com uma ligação na base que pode ser admitida como bi-articulada. Os elementos resistentes, pilares e vigas, são constituídos por perfis comerciais da série IPE360 (S275). As características geométricas do pórtico apresentam-se definidas na Figura 4.2.

Este pórtico foi dimensionado com o objetivo de constituir a estrutura principal de um pavilhão industrial localizado em Setúbal, com um desenvolvimento de 70 m. Os pórticos terão um espaçamento de 5 m entre si, as madres da cobertura serão espaçadas de 2 m e as das fachadas espaçadas de 1,8 m.

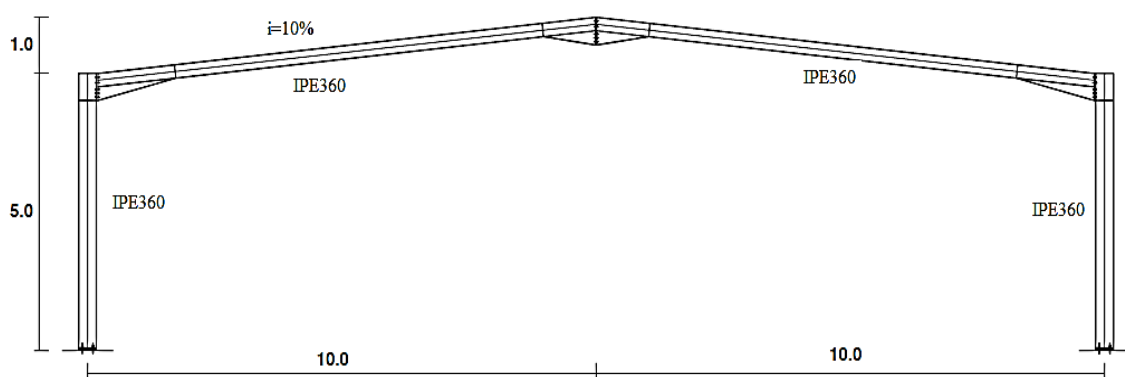


Figura 4.2 - Principais características geométricas do pórtico metálico analisado

O *portal frame* foi dimensionado de acordo com o Eurocódigo 3 [71] e foram consideradas ações permanentes ($G_{k,j}$) como o peso próprio da estrutura, revestimentos inerentes às fachadas e cobertura e madres de cobertura e fachada, e ações variáveis ($Q_{k,i}$) nomeadamente sobrecargas nos pavimentos, vigas ou coberturas dos edifícios, ação do vento e ação da neve.

De modo a verificar a segurança estrutural do *portal frame* é necessário ter em consideração que as ações não se desenvolvem isoladamente nem todas em simultâneo com os seus valores característicos. A combinação de ações considerada para a ação sísmica segundo o Eurocódigo 8 corresponde a:

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \varphi \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

O valor do coeficiente φ segundo Eurocódigo 1 [72] corresponde a zero no caso da ação sísmica e por isso as ações variáveis não serão consideradas. O valor correspondente à combinação de ações para a ação sísmica, sem peso próprio, está representado na figura 4.3.

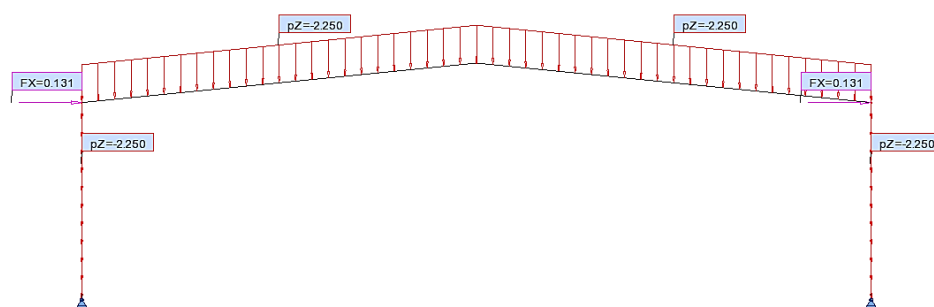


Figura 4.3 - Cargas aplicadas na estrutura na combinação correspondente à ação sísmica

A análise do comportamento sísmico deste pórtico foi feita utilizando duas abordagens, uma análise estática não-linear (*pushover*) e uma análise dinâmica não-linear. As análises foram feitas no programa de análise por elementos finitos *OpenSees* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) [2]. Foi ainda considerado o caso do *portal frame* se encontrar encastrado de modo a perceber as diferenças na resposta estrutural em duas soluções diferentes.

No *portal frame* em análise, os efeitos de não-linearidade geométrica, apesar de considerados, não vão influenciar consideravelmente o comportamento estrutural dado que as forças verticais são reduzidas. A não-linearidade do material dos elementos metálicos é considerada também na modelação do pórtico, de modo a captar o seu comportamento face à ação sísmica. O programa *OpenSees* tem a vantagem de possuir uma biblioteca própria de comandos sendo que neste trabalho, para captar a não-linearidade do material utilizou-se o comando *Hardenig Material*.

A comparação entre a estrutura encastrada e estrutura bi-articulada inclui a utilização de dois modelos diferentes: o modelo de fibras (explicado no Capítulo 2) e um modelo de plasticidade concentrada com degradação (Lignos) [73].

Os modelos analíticos, como o modelo de Lignos [73], são capazes de captar a degradação da resistência e da rigidez dos componentes mediante as deformações a que cada elemento é submetido e por isso representam melhor o comportamento real da estrutura.

Este modelo de degradação utilizado foi desenvolvido por Ibarra et al. [23], referido como modelo de Ibarra-Krawinkler (IK), sendo, posteriormente, modificado por Lignos e Krawinkler [74].

O modelo IK modificado estabelece limites de resistência com base numa curva monotónica (ver Figura 4.9) e um conjunto de regras que definem as características de comportamento histerético entre os limites referir. A curva da Figura 4.4 é definida por três parâmetros de resistência M_y , M_c e M_r e quatro parâmetros de deformação θ_y , θ_p , θ_{pc} e θ_u [23].

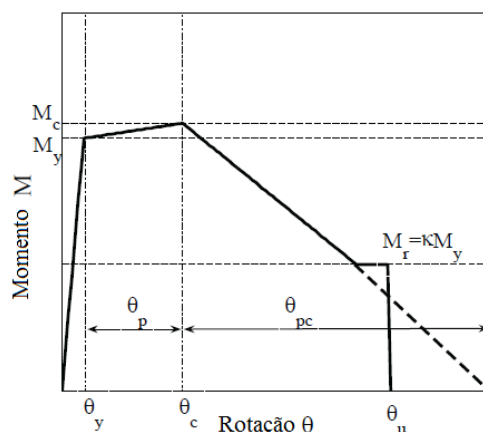


Figura 4.4 - Curva monotónica referente ao modelo IK modificado, adaptado de Lignos e Krawinkler [74]

4.1.3. METODOLOGIA E CÁLCULO DA FORÇA DE CORTE SÍSMICA

A força sísmica de corte foi definida segundo o Eurocódigo 8 [6] sendo que é necessário ter em conta diversos fatores:

- Zonamento do território

Para o zonamento do território, há uma distinção geográfica em função da natureza e intensidade sísmica de uma região. Esta delimitação está definida no Anexo Nacional por concelhos e também de uma forma gráfica (Figura 4.5). É necessários considerar duas ações sísmicas diferentes, ação sísmica Tipo 1 (sismo afastado) e ação sísmica Tipo 2 (sismo próximo).

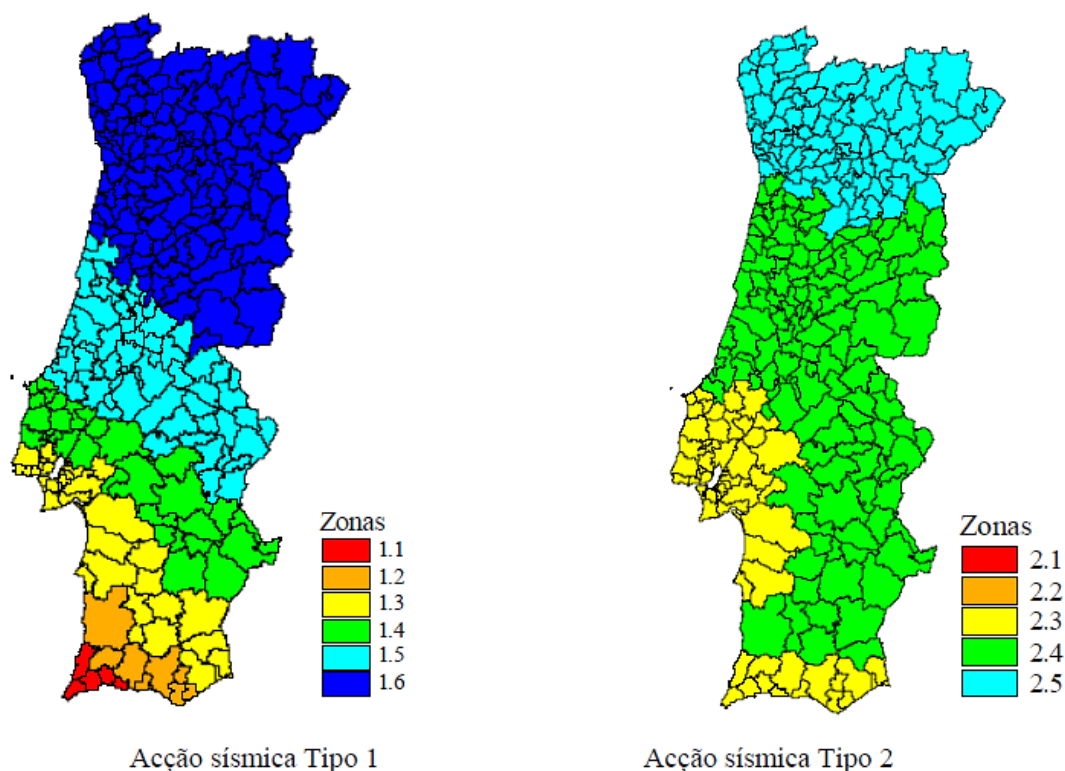


Figura 4.5 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental [6]

Este zonamento foi realizado tendo em conta o que está definido na Figura 4.6 no que se refere aos valores da aceleração máxima de referência a_{gR} para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar. Como foi referido anteriormente, o pórtico em análise situa-se em Setúbal, correspondente a uma zona sísmica 1.3 para a ação sísmica Tipo 1 e 2.3 para a ação sísmica Tipo 2.

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

Figura 4.6 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas [6]

- Tipo de Terreno

Uma vez conhecida a localização, também é necessário definir o tipo de terreno (descrição Figura 4.7) em que se vai implantar a estrutura, pois a ação sísmica também depende deste elemento.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	—	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 4.7 - Tipos de terreno [6]

Em relação ao pórtico em análise, não existia informação sobre o tipo de terreno existente e por isso foi calculada a força de corte sísmica para cada tipo de terreno de forma a encontrar o caso mais desfavorável.

- Espectros de Resposta

Definido o zonamento do território e os tipos de terreno, o Eurocódigo 8 [6] prevê que a ação sísmica seja descrita e quantificada através de espectros de resposta que se assumem como a representação gráfica do valor máximo da resposta (medida em termos de deslocamento, aceleração, esforços, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada ação sísmica. Estes valores máximos são representados em função do período e do valor do coeficiente de amortecimento considerado. O espectro de resposta elástico considerado no Eurocódigo 8 tem a forma gráfica indicada na Figura 4.8, correspondendo analiticamente às expressões abaixo descritas onde serão aplicados os parâmetros que influenciam a ação sísmica.

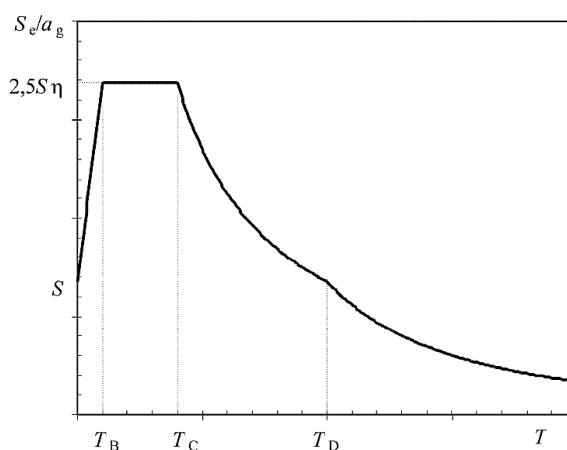


Figura 4.8 - Forma do espectro de resposta elástica [6]

Em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástico;

T período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

a_g aceleração de projecto em rocha para um terreno tipo A;

T_B limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S coeficiente do solo;

η coeficiente de correcção do amortecimento, com um valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica $S_e(t)$ é definido pelas seguintes expressões (sem coeficiente de comportamento):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2.5 - 1) \right] \quad (4.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \quad (4.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (4.5)$$

No caso de Portugal, para a definição dos espectros de resposta elástica, o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

para $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} \quad (4.6)$$

para $1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (4.7)$$

para $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = 1.0 \quad (4.8)$$

Em que:

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s^2 ;

S_{max} parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3.

Para a definição dos espectros de resposta elástica para determinada ação tipo devem adoptar-se os seguintes valores:

Tipo de terreno	S_{\max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Figura 4.9 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo [6]

Tipo de terreno	S_{\max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Figura 4.10 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 2 [6]

Outro aspecto relevante, sem o qual o espectro de resposta não pode ser definido, passa pelo nível de importância do edifício, sendo este nível definido no EC 8 da seguinte forma:

Classe I – Edifícios de pouca importância para a segurança pública (e.g. edifícios agrícolas);

Classe II – Edifícios comuns, não pertencentes às outras classes;

Classe III – Edifícios cuja integridade após um sismo é importante para a sociedade (e.g. escolas, centros culturais, etc);

Classe IV – Edifícios de importância vital cuja operacionalidade deve ser assegurada mesmo para um sismo muito forte (e.g. hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de produção de energia, etc.).

Os coeficientes de importância γ_I estão indicados no Anexo Nacional (Figura 4.11) e são considerados no espectro de resposta através da seguinte expressão:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (4.9)$$

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Figura 4.11 - Coeficientes de importância γ_I [6]

- Força de corte sísmica (F_b)

A força de corte sísmica na base F_b deve ser determinada para cada direção horizontal na qual o edifício é analisado, a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_a(T_1) \times m \times \lambda \quad (5.0)$$

em que:

$S_a(T_1)$ ordenada do espectro para o período T_1 ;

T_1 período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m massa total do edifício;

λ fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 < 2 T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,0$ nos outros casos.

O período fundamental da estrutura, obtido no programa *OpenSees* [2], é de 0.75s. De forma a validar a modelação efetuada comparou-se os períodos da estrutura obtidos em dois programas distintos, *OpenSees* e *Robot Structural Analysis* tendo-se obtido um período de 0.73s neste último. De salientar que essas diferenças podem surgir da forma como foi considerada a massa da estrutura no *OpenSees* (concentrada em vários pontos) sendo que no *Robot* essa mesma massa foi considerada ao longo de todos os elementos.

Tabela 4.1 - Resultados da força de corte sísmica e $S_a(T)$ para cada tipo de terreno

Tipo de terreno	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D	Tipo E
Tipo 1 - $S_a(T_1)$ (m/s^2)	4.4853	4.3109	4.1863	5.0000	4.0866
Tipo 2 - $S_a(T_1)$ (m/s^2)	2.4005	2.2852	2.2028	2.4852	2.1369
Força sísmica (kN)	38.6988	37.1939	36.1189	43.1392	35.2589

A maior força de corte sísmica obtida corresponde ao terreno Tipo D com uma força de 43.1392 kN e $S_a(T_1) = 5 m/s^2$ correspondente à ação sísmica Tipo 1. Este aspeto seria já expectável dado que como é visível pelas figuras 4.6 e 4.7 o terreno Tipo D apresenta o maior valor de S_{max} .

4.1.4. ANÁLISE ESTATICA NÃO-LINEAR, PUSHOVER

De forma a melhor perceber a resposta estrutural dos pórticos do tipo *portal frame* realizou-se uma comparação entra a curva de capacidade da estrutura considerando dois casos: estrutura com apoios duplos na base (bi-articulada) ou estrutura com encastramentos. Essa comparação inclui ainda a utilização de dois modelos diferentes: o modelo de fibras e um modelo de plasticidade concentrada com degradação (Lignos) como foi referido anteriormente.

Pode observar-se na figura 4.12, que no caso do pórtico bi-articulado, nunca se chega a desenvolver plasticidade significativa na estrutura e, conseqüentemente, os efeitos de degradação não são visíveis. Além disso, o corte basal máximo corresponde a cerca de 100 kN, aproximadamente 2.3 vezes superior à força de corte sísmica regulamentar mostrando que o pórtico tem uma elevada resistência à ação sísmica e por isto esta ação é desprezável no seu dimensionamento. No caso do encastramento, como é de esperar, o corte basal é significativamente superior sendo que os fenómenos de degradação surgem para um *drift* do pilar de 7% notando-se a perda de capacidade resistente.

Na figura 4.13 está representada a evolução das rotações plásticas nos elementos para níveis crescentes de *drift* definido em relação ao topo do pilar. A rotação associada ao aparecimento de rótulas plásticas é superior no caso do encastramento dado que existe capacidade resistente à rotação. A numeração dos nós pode ser consultada na figura 4.14.

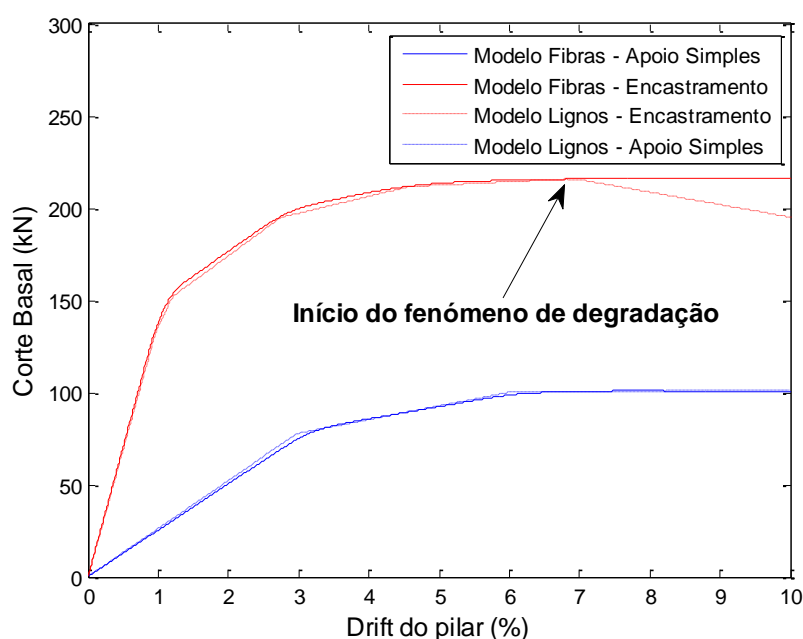


Figura 4.12 - Curvas de capacidade dos dois casos de estudo

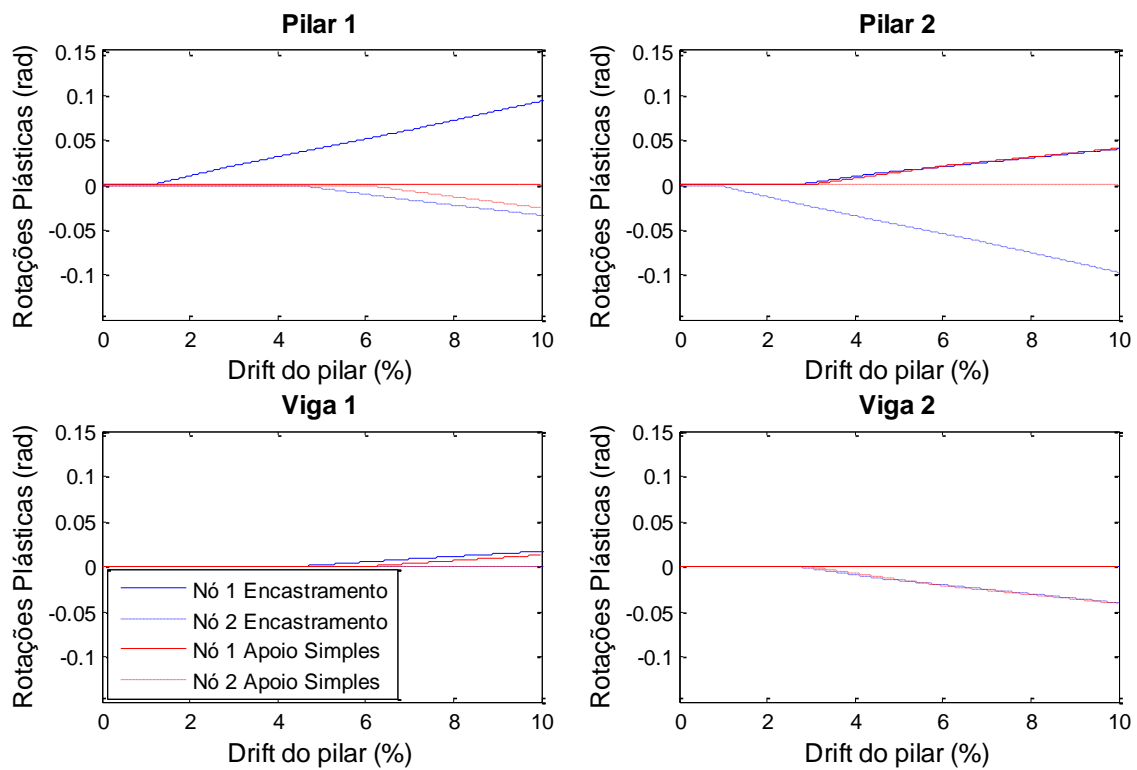


Figura 4.13 - Evolução das rotações plásticas nos elementos para níveis crescentes de drift definido em relação ao topo do pilar

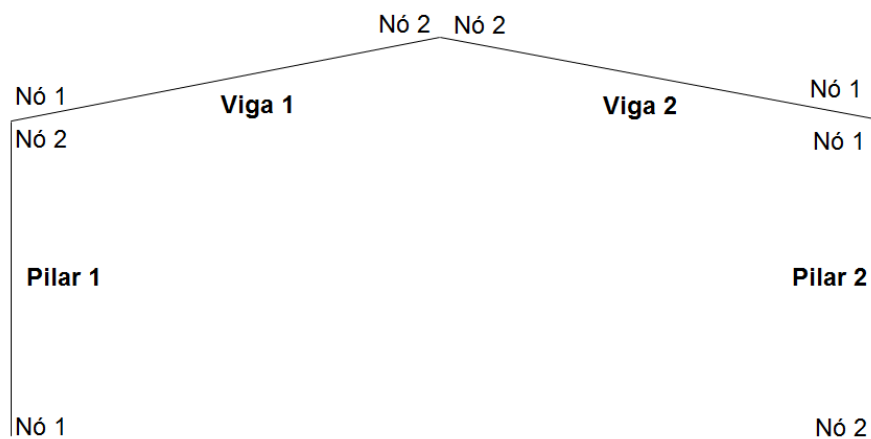


Figura 4.14 - Numeração dos nós para cada elemento

4.1.5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR

- Análise Modal

A análise modal dos dois casos de estudo está representada na figura 4.15 para 3 modos de vibração.

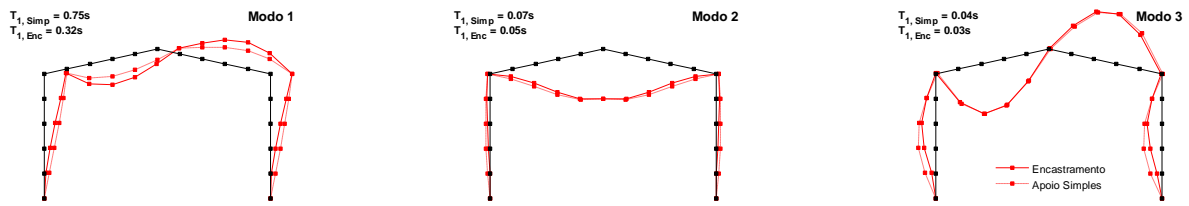


Figura 4.15 - Análise modal dos dois casos de estudo

- Determinação da ação sísmica

Estimar a probabilidade de excedência de um determinado estado limite começa com a avaliação da perigosidade sísmica. A análise probabilística da perigosidade sísmica [75] oferece uma quantificação da perigosidade através da curva de perigosidade de $H(s)$ [76]. Esta é a função da frequência anual média (FAM) de exceder valores de s , ou seja, da medida de intensidade sísmica adotada (IM).

$$H(s) = k_0 \exp(-k_2 \ln^2 s - k_1 \ln s) \quad (5.1)$$

A figura 4.16 diz respeito à curva de perigosidade sísmica para a região de Lisboa, que serviu de base ao estudo, e para a estrutura em análise.

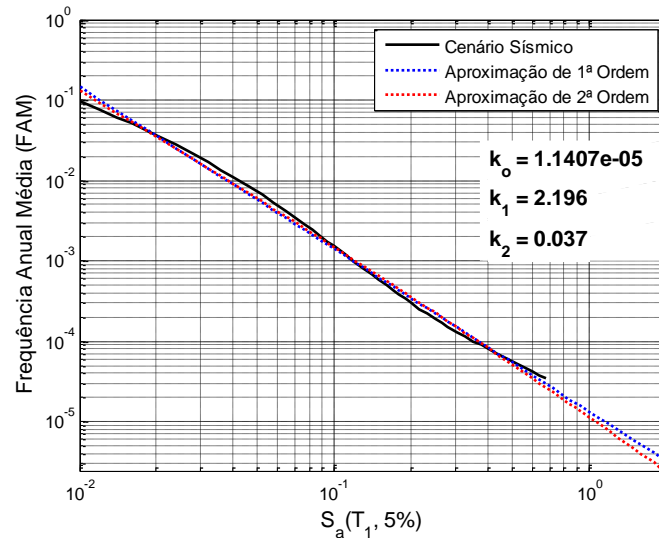


Figura 4.16 - Curva de perigosidade sísmica da região de Lisboa

O ajuste da curva de segunda ordem permite obter os parâmetros k_0 , k_1 e k_2 da expressão (5.1).

A partir deste cenário sísmico (Lisboa) foi feita a seleção e escalamento dos registos sísmicos reais para análise, de tal forma que o valor da aceleração espectral de cada registo sísmico real iguale, para o período fundamental da estrutura, o valor da aceleração espectral da curva de perigosidade sísmica e apresente uma distribuição de acelerações espectrais, condicionadas ao período fundamental, compatíveis com a perigosidade sísmica da região de interesse. O método de escalamento e seleção dos sinais usado foi o método do *Conditional Spectrum* (CS) [77].

Foram selecionados 50 sismos a partir da base de sismos reais PEER e *European Strong Motion Database* e o processo de escalamento foi realizado 22 vezes para valores de $S_a(T_{1,5\%})$ de 0.1g a 2.2g com intervalos de 0.1g.

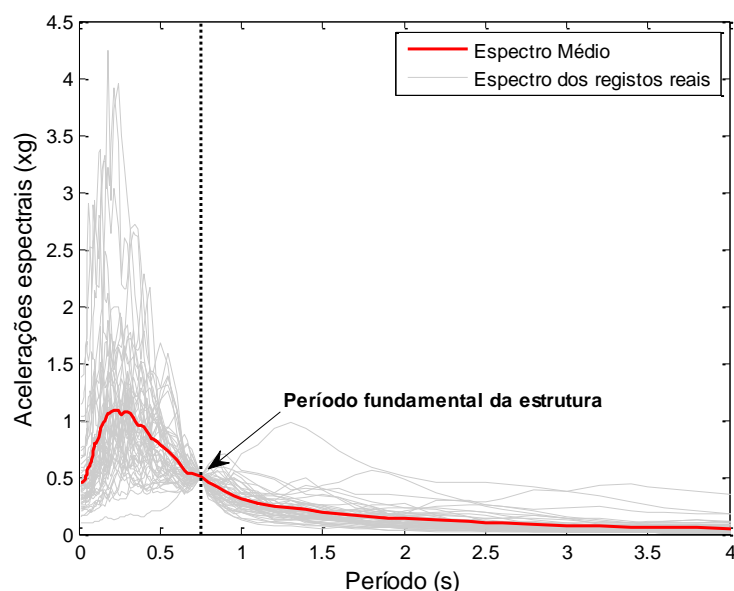


Figura 4.17 - Período fundamental da estrutura

- *Análise IDA (incremental dynamic analysis)*

A análise incremental dinâmica (IDA) [78] consiste em correr sucessivas análises não-lineares dinâmicas no domínio do tempo para níveis crescentes de intensidade, que para o presente caso correspondem a acelerações espectrais para o período fundamental da estrutura.

As análises foram efetuadas usando o modelo de degradação de Lignos[74]. Na Figura 4.18 está representada uma comparação entre as curvas de capacidade obtidas anteriormente com os resultados da análise dinâmica para o pórtico com apoios duplos e encastrado na base. Dado que há um bom ajuste entre os resultados pode concluir-se que a análise *pushover* apresenta bons resultados do comportamento da estrutura. No caso da estrutura com apoios duplos a maior dispersão de resultados acontece para *drifts* entre 3% e 6% que derivam do aparecimento de rótulas plásticas.

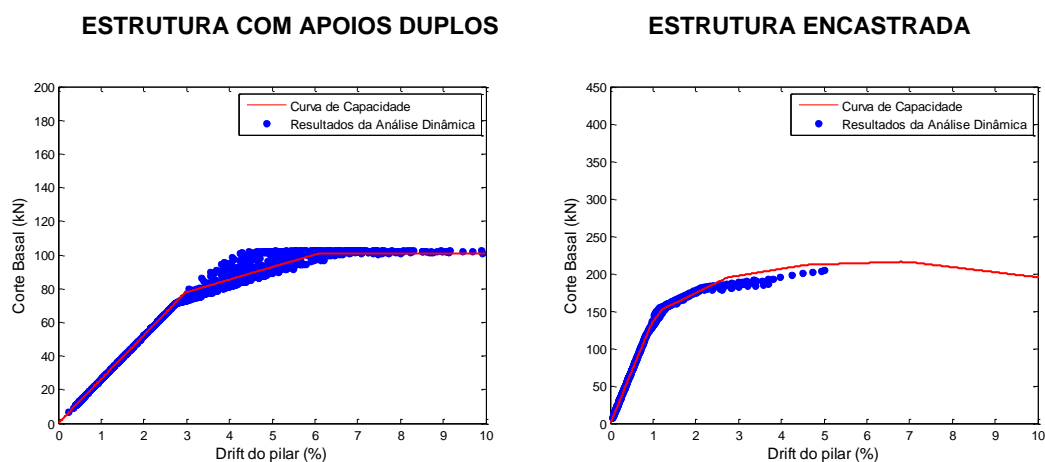


Figura 4.18 - Comparação entre a curva de capacidade com os resultados da análise dinâmica

Na Figura 4.19 estão representados os resultados da análise dinâmica com um modelo de fibras no caso do pórtico com apoios duplos. Com essa análise notou-se que a plastificação da estrutura acontecia para um sismo de aceleração espectral de aproximadamente 1.2g correspondente a um deslocamento de aproximadamente 18 cm (3.6% de *drift*). Além disso o corte basal máximo estabilizou por volta dos 120kN, valor próximo do calculado pela análise *pushover*. É interessante observar que, neste caso, a resposta da estrutura, com o aumento da aceleração espectral, varia bastante de sismo para sismo, algo que não acontece no caso do modelo de Lignos [74]. Isto deve-se ao facto de no modelo de Lignos [74] ter sido considerado o corte basal associado ao deslocamento máximo enquanto no modelo de fibras foi registado o corte basal máximo que não corresponde, necessariamente, ao deslocamento máximo devido à combinação dos modos de vibração.

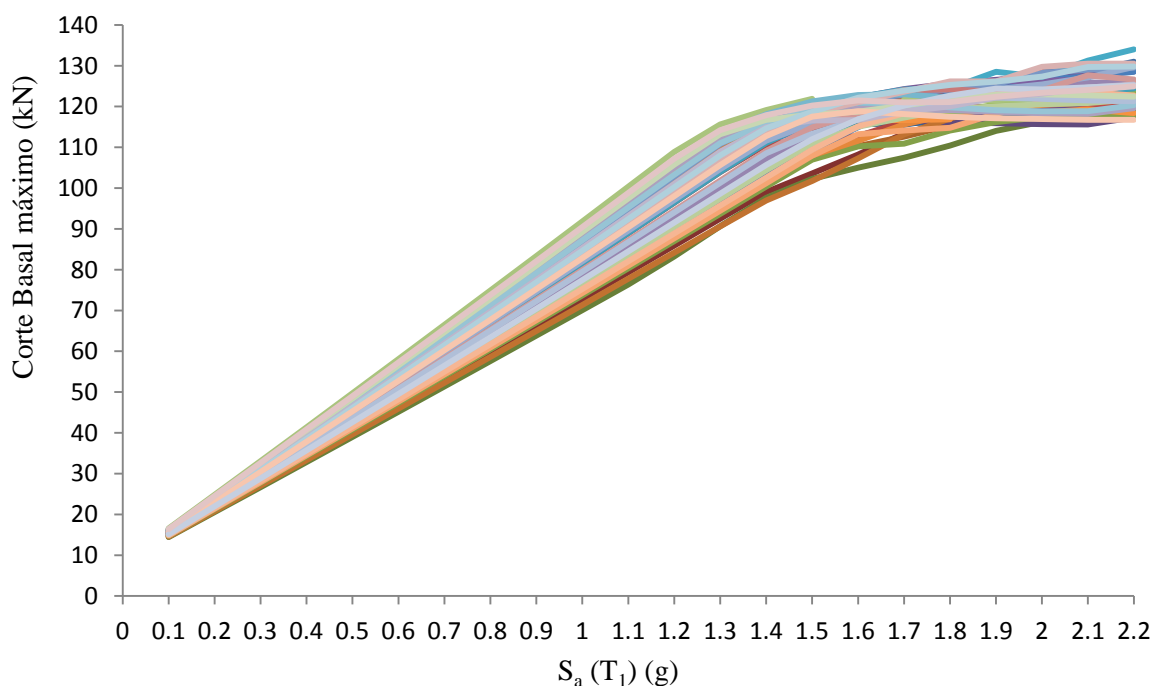


Figura 4.19 - Curva de capacidade do pórtico com apoios duplos com modelo de fibras

4.1.6. CURVAS DE FRAGILIDADE SÍSMICA

- Critérios de deformação

No cálculo das curvas de fragilidade foram considerados dois critérios de deformação: (i) baseados no controlo dos *drifts* entre pisos, de acordo com a norma Norte Americana ASCE41-06 [67]; (ii) e baseados no controlo das rotações plásticas, sendo os limites da capacidade de rotação dos elementos de aço definidos de acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8 [68].

De acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3 [68], a segurança estrutural de edifícios existentes é garantida caso seja verificado um conjunto de estados limite: colapso iminente (NC), danos severos (SD) e limitação de danos (DL) (Figura 4.20).

Estado Limite		
DL	SD	NC
1,0 θ_y	6,0 θ_y	8,0 θ_y

Figura 4.20 - Estados limites segundo Eurocódigo 8

em que:

$$\theta_y = \frac{M_p \times L}{6 \times E \times I} \quad (3.2)$$

De acordo com a norma Norte Americana ASCE41-06 [67], o controlo dos *drifts* entre pisos efetua-se tendo em conta:

- 1) *Drift* de 0.7% para limitação de danos
- 2) *Drift* de 2.5% para danos severos
- 3) *Drift* de 5% para colapso

- Curvas de fragilidade da estrutura com apoios duplos

A representação das curvas de fragilidade mais habitual segue o pressuposto de identificar quantos sismos ultrapassaram o estado limite para cada intensidade.

As curvas de fragilidade foram ajustadas aos valores obtidos (pontos) através do método *Maximum Likelihood* [79] de acordo com a proposta de Baker [22].

As curvas de fragilidade estão presentes na Figura 4.21. Com base no critério de dano baseado em rotações plásticas, observou-se que a probabilidade de excedência dos limites de danos severos e colapso eminente é equivalente a zero o que significa estes dois critérios não são importantes dado que não ocorrerão. Em relação à limitação de danos, a ocorrência deste limite surge para uma intensidade de 0.6g sendo que a partir de 1.7g todos os sismos ultrapassaram esse limite.

No caso do critério baseado em *drifts* entre pisos os resultados são bastante diferentes. O critério de limitação de danos surge para uma intensidade de 0.1g, sendo que para uma intensidade de 0.3g, a probabilidade de excedência deste estado limite é igual a 1. Em relação ao critério de danos severos a probabilidade de excedência é igual a 1 para uma intensidade de 0.9g enquanto o colapso iminente surge para uma intensidade de 0.8g. Quando atingida a intensidade de 2.2g a probabilidade de excedência é igual 0.98 o que demonstra que para essa intensidade ainda existem sismos que não ultrapassaram esse limite.

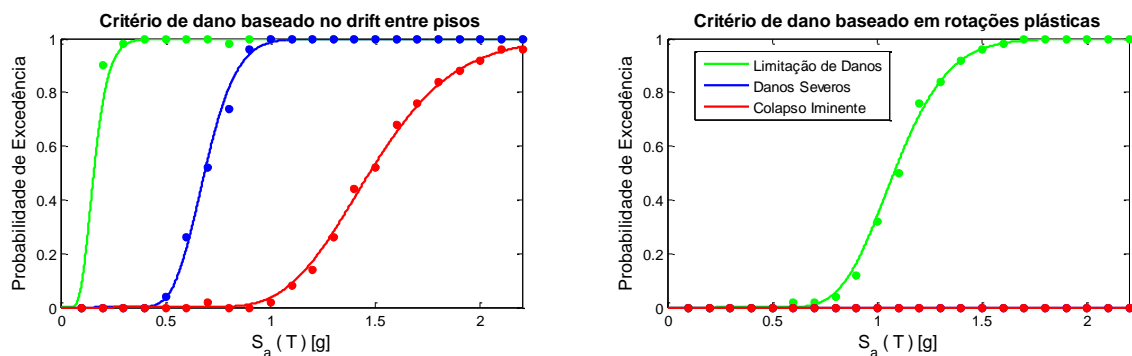


Figura 4.21 - Curvas de fragilidade da estrutura com apoios duplos tendo em conta critérios de deformação

Ambas as normas formulam as exigências de cada estado limite e nível de desempenho em termos qualitativos referentes a um maior ou menor estado de danos envolvendo o sistema estrutural como um todo e dessa forma não são suscetíveis de comparação [80].

Por exemplo, no caso da norma americana ASCE/SEI 41-06, para uma intensidade de 1.7g existe uma grande parte dos sismos em colapso eminente enquanto na norma europeia este limite nem sequer acontece.

- Curvas de fragilidade da estrutura encastrada

Aqui foi ainda incluído um novo estado limite relativo ao controlo da ocorrência de fadiga de baixo ciclo [81].

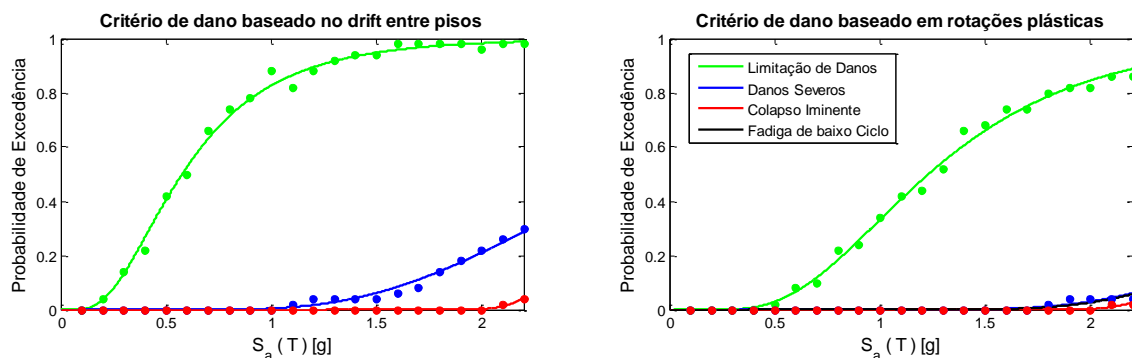


Figura 4.22 - Curvas de fragilidade da estrutura encastrada tendo em conta os critérios de deformação

Em comparação com os resultados anteriores e como é de esperar, no caso da estrutura encastrada, a intensidade sísmica para exceder um determinado estado limite é maior. No caso do critério de dano baseado em rotações plásticas, enquanto no caso anterior todos os sismos ultrapassam o limite DL para uma intensidade de 1.7g, neste caso a probabilidade de excedência para essa mesma intensidade é de 0.75. Verifica-se também que no caso do encastramento a estrutura apresenta alguma probabilidade de excedência, ainda que pequena, de exceder os outros limites a partir de uma intensidade de 1.7g sendo que se deve aos efeitos de degradação que nestes casos são importantes.

No critério de dano baseado do *drift* entre pisos, em comparação com o caso anterior, verifica-se também que a probabilidade de excedência é mais pequena com o aumento da intensidade.

4.2. QUANTIFICAÇÃO DO RISCO SÍSMICO DO PÓRTICO EM ANÁLISE

O risco, definido em termos de frequência média anual, foi determinado segundo a metodologia do SAC/FEMA [69] [70].

O projeto SAC / FEMA foi concebido na sequência do sismo de Northridge 1994 para melhorar o desempenho de pórticos metálicos simples. Um dos legados duradouros do trabalho gerado por este projeto é o conduzido por Cornell et al. [82] com base no conceito de avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura em termos de frequência média anual (MAF) de excedência de um estado limite.

Deste modo, o formato SAC / FEMA MAF oferece uma expressão simples para relacionar o risco sísmico com a resposta estrutural e obter estimativas da taxa média anual de exceder qualquer estado-limite que pode ser definido em termos da resposta estrutural.

Graças à simplicidade desta formulação, tem encontrado grande reconhecimento e tem sido utilizado em vários contextos.

O risco sísmico foi determinado segundo a expressão 2.11 proposta por Vamvatsikos [76], segundo a aproximação proposta pelo SAC/FEMA, e para um intervalo de tempo de 1 ano.

$$\lambda_{LS}^x = \sqrt{p} k_0^{1-p} [\bar{H}(\hat{s}_c)]^p \exp \left[\frac{k_1^2}{4k_2} (1-p) + K_x \beta_{TUSc} - \gamma_{sx} \right] \quad (5.3)$$

A definição de níveis admissíveis de risco não é consensual e depende do que a sociedade achar aceitável. Dessa forma, as diferenças entre a variedade de propostas que vêm surgindo é evidente. Podem referir-se alguns autores que trataram este assunto: Sykora e Holický [83], Diamantidis e Bazzurro [84], Steenbergen e Vrouwenvelder [85], Dhakal e Mander, [86], Agocs et al. [87] e Trbojevic [88].

A análise dos resultados obtidos neste trabalho baseou-se no estudo desenvolvido por Trbojevic [88]. Este estudo teve o objetivo de minimizar as diferenças entre a variedade de abordagens de segurança em toda a UE de forma a desenvolver critérios de risco da sociedade completamente consistentes com os critérios de risco individuais legalmente aplicados.

O critério de risco individual está representado na Figura 4.23 e baseia-se nos seguintes aspetos:

- 1) O limite superior ou intolerável que se propõe corresponde ao risco individual de 10^{-5} por ano. Este nível de risco abrange os critérios de outros países, com exceção do Reino Unido, onde algumas instalações mais antigas podem não ser capazes de cumprir.
- 2) O nível de risco desprezável está definido para 10^{-8} e parece ser aceitável por todos os autores.
- 3) O "nível alvo" é fixado em 10^{-6} por ano, como exigido pelos regulamentos holandeses e checos.
- 4) Qualquer um dos dois princípios pode ser adotado na região de risco tolerável:

- O princípio ALARP (*As Low As Reasonably Practicable*) afirmando que o risco é aceitável se for tão baixo quanto razoavelmente possível. Este princípio estabelece que os riscos apenas são considerados toleráveis se a sua redução for impraticável ou se os custos associados a essa redução forem desproporcionados relativamente aos benefícios.

O princípio ALARP consiste em definir dois níveis de risco, num nível de risco absoluto “não admissível”, que não pode ser ultrapassado independentemente do custo das medidas e outro

que representa o nível abaixo do qual o risco é considerado insignificante e, por isso, não necessita de medidas mitigadoras, para além das já existentes.

- A exigência de que para todas as novas instalações, o nível alvo também é aplicável como o limite superior (não necessariamente excluindo ALARP).

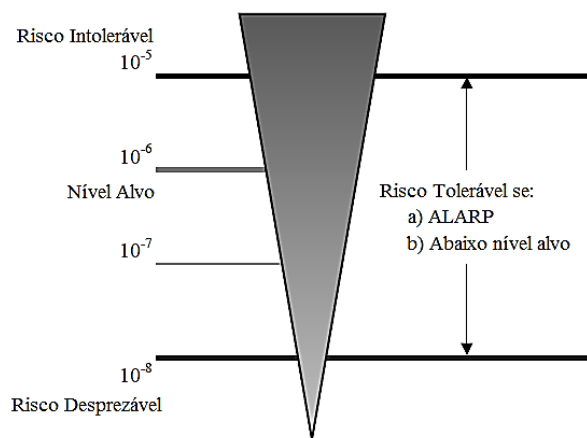


Figura 4.23 - Critério de risco individual, adaptado de Trbojevic [88]

Nas figuras 4.24 e 4.25 está representado o risco calculado com base nos *drifts* entre pisos e nas rotações plásticas.

1) Estrutura com apoios duplos

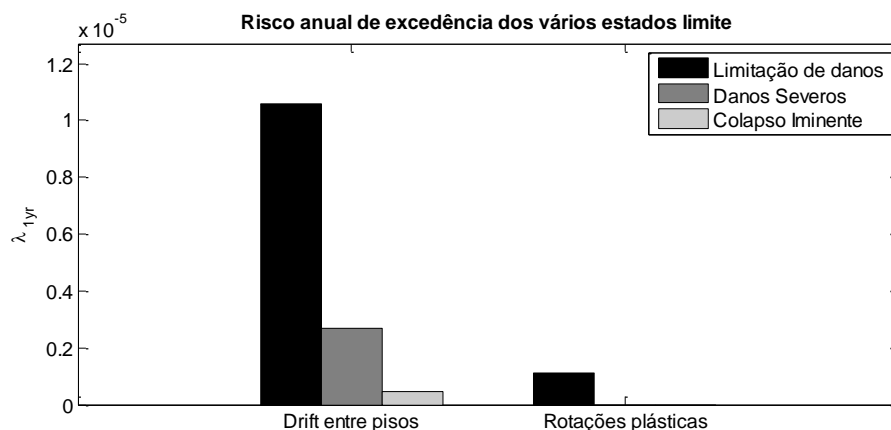


Figura 4.24 - Risco anual de excedência dos vários estados limite

Quer pelo critério de *drift* entre pisos quer pelas rotações plásticas, a probabilidade de falha está abaixo do nível de risco intolerável apresentado anteriormente. No entanto, a limitação de danos de acordo com o *drift* entre pisos já apresenta um valor elevado sendo por isso esperados danos a nível dos elementos não-estruturais. No caso dos critérios de danos severos e colapso iminente os valores de risco apresentam valores aceitáveis e até bastante baixos nos dois critérios de deformação

2) Estrutura encastrada

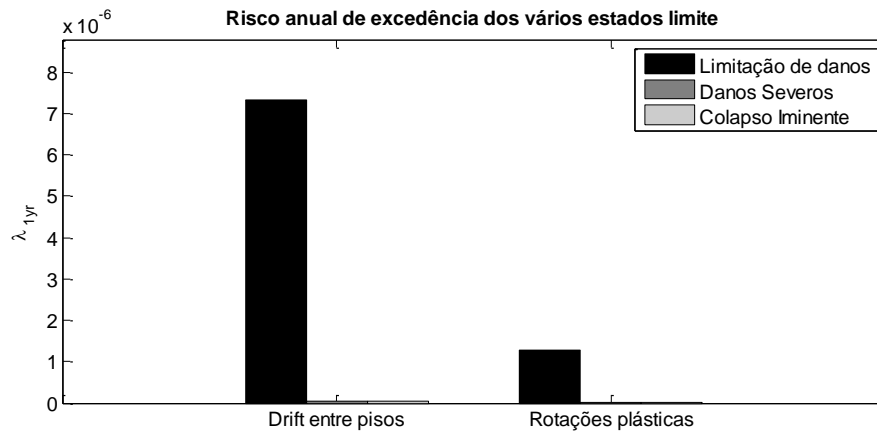


Figura 4.25 - Risco anual de excedência dos vários estados limite

No caso da estrutura encastrada os valores referentes à limitação de danos encontram-se dentro do nível alvo sendo por isso considerados valores de risco aceitáveis. No caso dos critérios de danos severos e colapso iminente os valores de risco são praticamente nulos nos dois critérios de deformação sendo que estes já eram de esperar estes resultados dado a maior resistência desta estrutura.

5

CONCLUSÃO

5.1. CONCLUSÕES

Mediante o modelo de exposição proposto no capítulo 3 bem como o cálculo da fragilidade e risco sísmico no capítulo 4 chega-se ao ponto de se constituírem as conclusões sobre o trabalho realizado. É importante salientar que estas conclusões devem ser restringidas ao caso de estudo analisado, ficando assim estas sujeitas ao número de análises que foi possível desempenhar no tempo definido para o desenvolvimento da presente dissertação.

O levantamento das características geométricas e mecânicas efetuou-se ao nível de 149 pavilhões industriais. Os dados recolhidos permitiram na maioria dos casos o ajuste a distribuição estatística que, como foi referido, é importante para trabalhos futuros. Em relação ao relatório elaborado pela Comissão Europeia, existem alguns dados que não são coerentes com o levantamento efectuado, nomeadamente no que se refere à altura dos pilares e à inclinação das vigas.

Os modelos de exposição apresentados para todo o país apresentam a distribuição de alguns setores industriais. Estes modelos são importantes não só para perceber a exposição ao risco a que se encontram as estruturas mas também para avaliar possíveis perdas financeiras consequentes da ocorrência de um sismo. Nas zonas litorais do país observam-se um maior número de empresas ligadas ao setor industrial principalmente em locais próximo das cidades de Porto e Lisboa. Deste modo, no que respeita ao parque industrial, são zonas com elevada exposição ao risco sísmico.

As curvas de capacidade apresentadas no capítulo 4 mostram que o dimensionamento de um pórtico metálico à ação do vento confere-lhe a resistência necessária para resistir à ação sísmica. Pela observação da curva de capacidade percebe-se que a estrutura resiste a mais do dobro da força sísmica regulamentar. De facto, no dimensionamento de um pavilhão metálico, a resistência à ação sísmica vem sendo desprezada sendo que os resultados obtidos confirmam como válida essa decisão. Verifica-se também que no caso dos pórticos com apoios duplos na sua base não se observa uma perda de resistência quando usado o modelo de Lignos o que demonstra que os efeitos de degradação não são importantes nestes casos. No caso da estrutura encastrada a modelação das ligações dos elementos do pórtico metálico torna-se um ponto muito importante no que respeita à resposta das estruturas perante a ocorrência de um sismo. Dessa forma, é importante o uso de modelos como o de Lignos para captar os efeitos de degradação.

A análise da fragilidade do *Portal Frame* veio demonstrar que os critérios de Danos Severos e Colapso Iminente segundo EC8 – parte 3 têm uma probabilidade de excedência de zero e por isso não se espera

que ocorram. O critério de Limitação de Danos por outro lado é o que se deve ter mais em conta dado que é muito provável que ocorra.

O risco sísmico, tal como na fragilidade, revela-se importante no caso de Limitação de Danos. Dessa forma, medidas de mitigação devem ser tomadas segundo os danos esperados por este critério.

A revisão bibliográfica em relação aos elementos não-estruturais vem demonstrar a grande importância do desenvolvimento de estudos nesta área. Como foi referido, os elementos não-estruturais representam uma grande parte do investimento na construção. A sua perda ou dano têm consequência severas a vários níveis sendo que essas consequências superam, a nível económico, as medidas necessárias para evitar a ocorrência de dano.

5.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste trabalho os efeitos P-delta não se revelaram importantes devido às cargas verticais pequenas. No entanto, podem ser importantes quando existem cargas verticais significativas sendo por isso necessário a análise de pórticos em que tal aconteça.

A nível da exposição, é necessário um contínuo levantamento nomeadamente mais a sul do país de forma a perceber que tipos de pavilhões existem à escala nacional, dadas as diferenças de dimensionamento existentes em diversas zonas do país. É também importante que esse levantamento se foque nas cidades de Porto e Lisboa dada a existência de um grande número de empresas.

No que se refere aos elementos não-estruturais, é extremamente importante um desenvolvimento de estudo, nomeadamente a nível da fragilidade e medidas preventivas, dado que as consequências sócio-económicas do dano ou perda são elevadas.

Um ponto também importante passa por modelações 3D das estruturas pois as deformações podem ocorrer fora do plano. É importante esta análise pois os modelos 3D captam modos de resposta ou colapso que o modelo 2D não consegue.

A informação existente relação às funções de consequências é ainda bastante reduzida e maioritariamente refere-se a edifícios de betão armado. Trabalhos futuros focados na definição deste tipo de funções para estruturas de aço são necessários.

A nível dos níveis de risco admissíveis para Portugal é necessário um desenvolvimento de estudos visto que a informação existente é muito escassa.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Oliveira, C.S., *Os Sismos e as Construções*. IST, Lisboa, 2005.
- [2] Junho 2014; Available from: <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [3] Sousa, M.L., *Risco sísmico em Portugal Continental*. Teses e programas de investigação LNEC TPI 49 0014. Vol. 1ª ed 0011. 2008, Lisboa.: LNEC.
- [4] Petruzzelli, F., *Scale-dependent procedures for seismic risk assessment and management of industrial building portfolios*. 2013.
- [5] Lourenço, D.P., *Avaliação do risco sísmico em Portugal*. 2012.
- [6] CEN, E., 8: *Projecto de estruturas para resistência aos sismos—Parte 1: regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. 2004, Comité Europeu de Normalização.
- [7] de Segurança, R., *Acções para Estruturas de edifícios e Pontes*. Decreto-lei nº235/83, de, 1983. **31**.
- [8] da Silva, V.E.M., *Development of open models and tools for seismic risk assessment: application to Portugal*. 2013.
- [9] Grünthal, G. and E.S. Commission, *European macroseismic scale 1998*. 1998: European Seismological Commission, Subcommission on Engineering Seismology, Working Group Macroseismic scales.
- [10] Musson, R.M., G. Grünthal, and M. Stucchi, *The comparison of macroseismic intensity scales*. Journal of Seismology, 2010. **14**(2): p. 413-428.
- [11] Varum, H., A. Costa, and A. Pinto, *Reforço sísmico do património edificado em betão armado*. 2005.
- [12] Ptilakis, K., H. Crowley, and A. Kaynia, *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*.
- [13] Silva, V., et al., *Evaluation of analytical methodologies used to derive vulnerability functions*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2014. **43**(2): p. 181-204.
- [14] Rossetto, T. and A. Elnashai, *Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data*. Engineering structures, 2003. **25**(10): p. 1241-1263.
- [15] Rossetto, T. and A. Elnashai, *A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures*. Engineering structures, 2005. **27**(3): p. 397-409.
- [16] Rota, M., A. Penna, and C. Strobbia, *Processing Italian damage data to derive typological fragility curves*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008. **28**(10): p. 933-947.
- [17] Akkar, S., H. Sucuoğlu, and A. Yakut, *Displacement-based fragility functions for low-and mid-rise ordinary concrete buildings*. Earthquake Spectra, 2005. **21**(4): p. 901-927.
- [18] Erberik, M.A., *Fragility-based assessment of typical mid-rise and low-rise RC buildings in Turkey*. Engineering Structures, 2008. **30**(5): p. 1360-1374.
- [19] Singhal, A. and A. Kiremidjian, *A method for earthquake motion-damage relationships with application to reinforced concrete frames*. 1997.
- [20] Benedetti, D. and V. Petrini, *Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: un metodo di valutazione. A method for evaluating the seismic vulnerability of masonry buildings*. L'industria delle Costruzioni, 1984(149): p. 66-74.
- [21] Vicente, R., et al., *Metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos à escala do centro histórico*. 2007.
- [22] Baker, J.W., *Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis*. Earthquake Spectra, 2014.
- [23] Ibarra, L.F. and H. Krawinkler, *Global collapse of frame structures under seismic excitations*. 2005: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [24] Porter, K., R. Kennedy, and R. Bachman, *Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering*. Earthquake Spectra, 2007. **23**(2): p. 471-489.
- [25] Bradley, B.A. and R.P. Dhakal, *Error estimation of closed-form solution for annual rate of structural collapse*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008. **37**(15): p. 1721-1737.

- [26] Ghafory-Ashtiany, M., M. Mousavi, and A. Azarbakht, *Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2011. **40**(6): p. 691-708.
- [27] Eads, L., et al., *An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013. **42**(1): p. 25-41.
- [28] Bal, I., et al., *Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008. **28**(10): p. 914-932.
- [29] Giovinazzi, S. and S. Lagomarsino. *A macroseismic method for the vulnerability assessment of buildings*. in *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada*. 2004.
- [30] Lagomarsino, S. and S. Giovinazzi, *Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2006. **4**(4): p. 415-443.
- [31] Whitman, R.V., et al., *Seismic design decision analysis*. Journal of the Structural Division, 1975. **101**(5): p. 1067-1084.
- [32] Scawthorn, C., et al. *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards*. 1989.
- [33] Ferreira, M., *Risco sísmico em sistemas urbanos*. 2012, Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- [34] Orsini, G., *A model for buildings' vulnerability assessment using the parameterless scale of seismic intensity (PSI)*. Earthquake Spectra, 1999. **15**(3): p. 463-483.
- [35] Spence, R., et al. *Correlation of ground motion with building damage: The definition of a new damage-based seismic intensity scale*. in *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain*. 1992.
- [36] Liel, A.B. and K.P. Lynch, *Vulnerability of reinforced-concrete-frame buildings and their occupants in the 2009 L'Aquila, Italy, earthquake*. Natural hazards review, 2012. **13**(1): p. 11-23.
- [37] Colombi, M., et al., *Deriving vulnerability curves using Italian earthquake damage data*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2008. **6**(3): p. 485-504.
- [38] Goretti, A. and G. Di Pasquale, *Building inspection and damage data for the 2002 Molise, Italy, earthquake*. Earthquake Spectra, 2004. **20**(S1): p. S167-S190.
- [39] Di Pasquale, G., G. Orsini, and R.W. Romeo, *New developments in seismic risk assessment in Italy*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2005. **3**(1): p. 101-128.
- [40] Karababa, F.S. and A. Pomonis, *Damage data analysis and vulnerability estimation following the August 14, 2003 Lefkada Island, Greece, Earthquake*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2011. **9**(4): p. 1015-1046.
- [41] Amiri, G., M. Jalalian, and S. Amrei. *Derivation of vulnerability functions based on observational data for Iran*. in *Proceedings of international symposium on innovation and sustainability of structures in civil engineering, Tongji University, China*. 2007.
- [42] Braz César, M. and P. Cachim, *Análise e desempenho sísmico de um pórtico metálico de travessas inclinadas através de análises não-lineares*. 2007.
- [43] Vicente, R.d.S., *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana: avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da baixa de Coimbra*. 2008.
- [44] Fajfar, P. and M. Fischinger. *N2-A method for non-linear seismic analysis of regular buildings*. in *Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering*. 1988.
- [45] Fajfar, P., *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1999. **28**(9): p. 979-993.
- [46] CALVI*, G.M., *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. Journal of Earthquake Engineering, 1999. **3**(3): p. 411-438.
- [47] Glaister, S. and R. Pinho, *Development of a simplified deformation-based method for seismic vulnerability assessment*. Journal of Earthquake Engineering, 2003. **7**(S1): p. 107-140.

- [48] Crowley, H., R. Pinho, and J.J. Bommer, *A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2004. **2**(2): p. 173-219.
- [49] Bal, I.E., H. Crowley, and R. Pinho, *Displacement-based earthquake loss assessment: method development and application to Turkish building stock*. 2010: IUSS Press.
- [50] Borzi, B., R. Pinho, and H. Crowley, *Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings*. Engineering Structures, 2008. **30**(3): p. 804-820.
- [51] Iervolino, I., G. Maddaloni, and E. Cosenza, *Eurocode 8 compliant real record sets for seismic analysis of structures*. Journal of Earthquake Engineering, 2008. **12**(1): p. 54-90.
- [52] Fierro, E.A., E. Miranda, and C.L. Perry, *Behavior of nonstructural components in recent earthquakes*. AEI2011-ASCE, 2011.
- [53] FEMA, *Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide*. 2011. **E-74**.
- [54] Pate, M.E., *Assessment and mitigation of earthquake effects on economic production*. 1980: p. 9.
- [55] Mários Lopes, C.S.O., *O Risco Sísmico e o Parque Industrial*.
- [56] Porter, K.A. and A.S. Kiremidjian, *Assembly-based vulnerability of buildings and its uses in seismic performance evaluation and risk-management decision-making*. 2000: SPA Risk LLC.
- [57] Taghavi, S. and E. Miranda, *Response assessment of nonstructural building elements*. 2003: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [58] Kappos, A., M. Chryssanthopoulos, and C. Dymiotis, *Uncertainty analysis of strength and ductility of confined reinforced concrete members*. Engineering structures, 1999. **21**(3): p. 195-208.
- [59] Di Pasquale, G. and A. Goretti, *Vulnerabilità funzionale ed economica degli edifici residenziali colpiti dai recenti eventi sismici italiani*. in *Proceedings of the 10th Italian Conference on Earthquake Engineering*. 2001.
- [60] HAZUS-MH, F., *Flood Model: Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency, 2003.
- [61] Comerio, M.C., *Estimating downtime in loss modeling*. Earthquake Spectra, 2006. **22**(2): p. 349-365.
- [62] McGuire, R.K., *Seismic hazard and risk analysis*. 2004: Earthquake Engineering Research Institute.
- [63] Alderighi, E., Bayo, E., Bianco, L., Braconi, A., Coscetti, C., Dall'Asta, A., Filippuzzi, P., Fulop, L., Gracia, J., Hoffmeister, Hradil, P., B., Karamanos, S., Leoni, G., Mallardo, R., Moller, S., Osta, A., Salvatore, W., Tsintzos, P., Varelis, G., Vasilakis, D., *PREfabriCAted STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas. – RFSR-CT-2007-00038 project – Final Report, European Commission, Brussels*. 2010.
- [64] Marques, M.A.L.A., *Avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios*. 2012.
- [65] Ang, A.H. and W.H. Tang, *Probability concepts in engineering*. Planning, 2004. **1**(4): p. 1-3.
- [66] Oliveira, F.E.M., *Projeto de edifícios em estrutura metálica efeitos de 2ª ordem*, ed. J.M.d.F. Castro and B. Pereira. 2013, Porto:: FEUP.
- [67] Engineers, A.S.o.C. *Seismic rehabilitation of existing buildings*. 2007. American society of civil engineers.
- [68] de Normalisation, C.E., *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance–Part 3: assessment and retrofitting of buildings*. En, 1998. **3**: p. 2005.
- [69] Venture, S.J., G.D. Committee, and S.J. Venture, *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. 2000: Federal Emergency Management Agency.
- [70] Committee, S.J.V.G.D., et al., *Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings*. 2000: Fema.
- [71] EN, N., *1-2. Eurocódigo 3–Projecto de estruturas de aço*. 1992, Parte.
- [72] EN, N., *1-2. Eurocódigo 1–Acções em estruturas*. 1991, Parte.
- [73] Lignos, D.G. and H. Krawinkler, *Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading*. Journal of Structural Engineering, 2010. **137**(11): p. 1291-1302.

- [74] Lignos, D., *Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*. 2008: ProQuest.
- [75] Cornell, C.A., *Engineering seismic risk analysis*. Bulletin of the Seismological Society of America, 1968. **58**(5): p. 1583-1606.
- [76] Vamvatsikos, D., *Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013. **42**(8): p. 1171-1188.
- [77] Baker, J.W., *Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection*. Journal of Structural Engineering, 2010. **137**(3): p. 322-331.
- [78] Vamvatsikos, D. and C.A. Cornell, *Incremental dynamic analysis*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002. **31**(3): p. 491-514.
- [79] Scholz, F., *Maximum likelihood estimation*. Encyclopedia of statistical sciences, 1985.
- [80] Araújo, M., et al. *Comparative study of the European and American seismic safety assessment procedures for existing steel buildings*. in *Proceedings of the 15 th World Conference of Earthquake Engineering*. 2012.
- [81] Grecea, D., F. Dinu, and D. Dubină, *Performance criteria for MR steel frames in seismic zones*. Journal of Constructional Steel Research, 2004. **60**(3): p. 739-749.
- [82] Cornell, C.A., et al., *Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines*. Journal of Structural Engineering, 2002. **128**(4): p. 526-533.
- [83] Sykora, M. and M. Holický. *Target reliability levels for the assessment of existing structures—case study*. in *Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems: Proceedings of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE'12), Vienna, Austria, October 3-6, 2012*. 2012. CRC Press.
- [84] Diamantidis, D. and P. Bazzurro. *Safety acceptance criteria for existing structures*. in *Special Workshop on Risk Acceptance and Risk Communication, Australia*. 2007.
- [85] Steenbergen, R. and A. Vrouwenvelder, *Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges*. Heron, 2010. **55**(2): p. 123-139.
- [86] Dhakal, R.P. and J.B. Mander, *Financial risk assessment methodology for natural hazards*. 2006.
- [87] Agocs, Z., et al., *Assessment and refurbishment of steel structures*. 2004: CRC Press.
- [88] Trbojevic, V., *Risk criteria in EU*. Risk, 2005. **10**(5).